

---

---

Università degli Studi di Napoli Federico II  
Facoltà di Ingegneria

---

---



*Vincenzo Abagnara*

# MODELLAZIONE E ANALISI DI PALI SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

*Tesi di Dottorato  
XXI ciclo*

*Il Coordinatore  
Prof. Ing. Federico M. MAZZOLANI*

---

---

*Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Costruzioni*

---

---

# INDICE

<b>CAPITOLO 1.....</b>	<b>5</b>
1.1    GENERALITÀ.....	5
1.2    SOMMARIO .....	9
<b>CAPITOLO 2.....</b>	<b>10</b>
2.1    COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO SOTTO AZIONI ORIZZONTALI .....	10
2.1.1    Aspetti tipici della risposta di pali in calcestruzzo armato ..	10
2.2    ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO SOLLECITATI DA SFORZO NORMALE E	
FLESSIONE RETTA .....	26
2.2.1    Generalità.....	26
2.2.2    Sforzo assiale centrato ed eccentrico .....	26
2.2.3    Flessione semplice .....	34
2.2.4    Carico assiale e flessione retta .....	39
2.3    FORZA DI INTERAZIONE PALO - TERRENO .....	43
2.3.1    Misura delle forze di interazione palo terreno .....	43
2.3.2    Curve di trasferimento .....	50
2.3.3    Carico limite del palo singolo sotto azioni orizzontali .....	57
2.3.4    Rottura a blocco .....	64
2.4    COMPORTAMENTO DEI GRUPPI DI PALI SOTTO CARICHI ORIZZONTALI.....	66
2.4.1    Generalità.....	66
2.4.2    Interazione palo-terreno-palo.....	69
<b>CAPITOLO 3.....</b>	<b>78</b>
3.1 GENERALITÀ.....	78
3.2    IL CODICE DI CALCOLO NAPHOL .....	83
3.2.1    Generalità.....	83
3.2.2    Modellazione del palo.....	84
3.2.3    Discretizzazione dell'interfaccia palo semispazio .....	85
3.2.4    Matrice di flessibilità del palo .....	85
3.2.5    Modellazione e matrice di flessibilità del terreno.....	87
3.2.6    Sistema di equazioni risolutivo.....	92
3.2.7    Discretizzazione principale del palo in conci .....	97
3.2.8    Discretizzazione secondaria dei conci in sottoconci.....	100

3.2.9	Analisi non lineare .....	102
3.3	IL CODICE DI CALCOLO STHOP.....	106
3.3.1	Generalità.....	106
3.3.2	Modellazione del palo.....	107
3.3.3	Matrice di flessibilità del palo .....	108
3.3.4	Modellazione e matrice di flessibilità del terreno.....	111
3.3.5	Sistema di equazioni risolutivo.....	111
3.3.6	Analisi non lineare .....	113
3.3.7	Palo singolo, effetti del secondo ordine.....	115
3.4	ANALISI MOMENTO CURVATURA.....	124
3.4.1	Legge momento curvatura per un concio di lunghezza finita 124	
3.4.2	Il legame costitutivo del calcestruzzo confinato.....	134
3.4.3	Legame costitutivo del calcestruzzo per stato tensionale di trazione monoassiale.....	143
3.4.4	Legame costitutivo dell'acciaio.....	146
<b>CAPITOLO 4.....</b>		<b>149</b>
4.1	STUDI PARAMETRICI DI LETTERATURA .....	149
4.1.1	Analisi elastica.....	149
4.1.2	Analisi non lineare .....	165
4.2	ANALISI PARAMETRICHE CONDOTTE CON IL CODICE DI CALCOLO STHOP 174	
4.2.1	Modalità di analisi .....	174
4.2.2	Analisi elastica.....	175
4.2.3	Analisi non lineare; rigidezza relativa indipendente dal livello di carico .....	183
4.2.4	Analisi non lineare; rigidezza relativa dipendente dal livello di carico 191	
4.2.5	Analisi non lineare, effetti del secondo ordine .....	225
<b>CAPITOLO 5.....</b>		<b>236</b>
5.1	MODALITÀ DI ANALISI.....	236
5.1.1	Procedura di analisi a ritroso.....	236
5.1.2	Analisi in terreni incoerenti .....	240
5.1.3	Analisi in terreni coesivi.....	242

5.2	CASI SPERIMENTALI: TERRENI INCOERENTI .....	245
5.2.1	Huang et Al. (2001) .....	245
5.2.2	Ng et Al. (2001) .....	255
5.2.3	Price & Wardle (1987).....	263
5.2.4	Collotta et Al. (1989).....	266
5.2.5	Ruesta & Townsend (1997) .....	274
5.2.6	Jeon et Al.. (2000).....	282
5.2.7	Chai & Hutchinson (2002).....	288
5.3	CASI SPERIMENTALI:TERRENI COESIVI .....	306
5.3.1	Reese & Welch (1975).....	306
5.3.2	Callisto (1994) .....	314
5.3.3	Lu (1981) .....	321
5.3.4	Sousa Coutinho (2000) .....	327
5.3.5	Manoliu et Al. (1977) .....	333
5.3.6	Brown et Al. (1987) .....	339
5.3.7	Mandolini & Viggiani (1992).....	345
5.3.8	Kerisel (1965) (da Reese & Van Impe, 2001) .....	354
5.3.9	Commissione Giapponese sui Pali Soggetti a Terremoto (1965) (da Reese & Van Impe, 2001).....	363
5.3.10	Matlock (1970) (da Reese & Van Impe, 2001) .....	366
5.3.11	Meyer (1979) (da Reese & Van Impe, 2001) .....	369
5.3.12	Reese et Al.(1975) (da Reese & Van Impe, 2001) .....	372
5.3.13	Price & Wardle (1981) (da Reese & Van Impe, 2001)....	376
5.3.14	Rollins et Al. (1998) .....	379
5.3.15	Rollins et Al. (2006) .....	384
5.4	ANALISI DEI RISULTATI .....	390
5.4.1	Terreni incoerenti .....	390
5.4.2	Terreni coesivi .....	395
<b>CAPITOLO 6.....</b>		<b>399</b>
6.1	ANALISI SU GRUPPI DI PALI .....	399
6.1.1	Generalità.....	399
6.1.2	Ruesta & Townsend (1997) .....	401
6.1.3	Huang et Al. (2001) .....	411
6.1.4	Ng et Al. (2001) .....	420



<b>CAPITOLO 7</b>	<b>427</b>
7.1 SOMMARIO E CONCLUSIONI	427
7.2 PROSPETTIVE FUTURE	437



---

## *Capitolo 1*   Introduzione

### **1.1 GENERALITÀ**

Le fondazioni profonde costituiscono la soluzione progettuale cui si fa ricorso nei casi in cui le caratteristiche meccaniche dei terreni risultino scadenti in relazione ai carichi trasmessi in fondazione dalle strutture.

Mediante la realizzazione di pali di fondazione è così possibile raggiungere strati profondi molto rigidi (ad esempio substrati rocciosi), nei quali ammorsare i pali; in tale caso la trasmissione dei carichi al terreno è affidata essenzialmente alle tensioni normali che si sviluppano alla base del palo (pali portanti di punta). In assenza di un substrato molto rigido, i carichi possono essere trasmessi al terreno prevalentemente attraverso le tensioni tangenziali che si sviluppano sulla superficie laterale (pali sospesi).

Solitamente la componente prevalente dei carichi è quella verticale. In tali circostanze, i criteri di progetto della fondazione vertono su considerazioni legate al carico limite verticale dei pali e all'ammissibilità degli spostamenti verticali. Il carico limite in direzione orizzontale risulta essere raramente un elemento di criticità nel progetto del gruppo di pali (Poulos et Al., 2001).

In alcuni casi, l'aliquota dei carichi trasversali all'asse del palo agente sulla fondazione può costituire la componente di carico principale. Si consideri, ad esempio, la fondazione di un'opera di sostegno o, più in generale, si

---

considerino strutture in elevazione soggette a forti azioni del vento, del sisma, o all'azione delle onde, delle correnti, o soggette al possibile impatto di navi. In tali situazioni, la considerazione degli spostamenti in direzione orizzontale della fondazione e/o delle sollecitazioni nei pali e nel terreno possono indurre dei vincoli di progettazione superiori a quelli richiesti dai carichi assiali.

Nella pratica, quasi sempre, al fine di semplificare il già di per sé complesso problema dello studio della interazione terreno – struttura di fondazione, si preferisce valutare separatamente la risposta della fondazione alle azioni verticali e alle azioni orizzontali.

La presente Tesi di Dottorato è dedicata allo studio del comportamento dei pali di fondazione ad asse verticale, singoli ed in gruppo, sollecitati da carichi orizzontali statici monotonicamente crescenti.

Lo studio del comportamento delle fondazioni su pali soggette ad azioni verticali statiche ha interessato da diversi anni il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (DIG) di Napoli. Nell'ambito dell'ampia produzione scientifica degli ultimi anni, si possono citare, ad esempio, i lavori di quattro Tesi di Dottorato (Mandolini, 1994; Maiorano, 1996; Russo, 1996; De Sanctis, 2000). Queste Tesi, oltre ad offrire un contributo alla ricerca in termini di dati sperimentali e numerici, hanno compreso la realizzazione dei programmi di calcolo GRUPPALO (Mandolini, 1994) e NAPRA (Russo, 1996) dedicati, rispettivamente, all'analisi del comportamento dei gruppi di pali (la piastra non è a contatto con il terreno) e all'analisi del comportamento delle piastre (a contatto con il terreno) su pali soggetti a carichi verticali. Entrambi i programmi di calcolo si basano sulla modellazione del terreno come un continuo elastico.

Allo studio del comportamento dei pali di fondazione soggetti ad azioni verticali, recentemente è stato affiancato lo studio della risposta dei pali di fondazione soggetti ad azioni orizzontali; nell'ambito di tali attività LANDI (2005), ha messo a punto il programma di calcolo NAPHOL (*Non – linear Analysis of Piles under HOrizontal Loading*) per lo studio del comportamento dei gruppi di pali singoli e in gruppo ad asse verticale sollecitati da carichi orizzontali statici monotonicamente crescenti. Anche NAPHOL si basa sulla modellazione del terreno come un continuo elastico.

Il lavoro svolto nella presente Tesi di Dottorato rappresenta una prosecuzione del lavoro svolto da LANDI (2005).

---

Lo studio è stato finalizzato alla realizzazione di un programma di calcolo dedicato all'analisi del comportamento di gruppi di pali ad asse verticale sollecitati da carichi orizzontali statici monotonicamente crescenti; tale programma di calcolo, denominato STHOP (*Static analysis of **H**orizontally loaded **P**iles*), si basa anch'esso sulla modellazione del terreno come un continuo elastico.

Generalmente, i modelli dedicati all'analisi di pali sollecitati da azioni orizzontali (modelli alla Winkler; modelli del continuo elastico; modelli di continuo deformabile con relazione costitutiva più complessa dell'elasticità lineare), considerano il palo come un elemento elastico lineare. Questa ipotesi è stata adottata anche nello sviluppo del codice NAPHOL.

Il comportamento di un palo di fondazione sollecitato da carichi assiali (carico limite di rottura e relazione carico – cedimento) dipende dalle proprietà di un ridotto volume di terreno circostante il palo e sottostante la punta; il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso di quello di sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi assiali; di conseguenza, in presenza di carichi trasversali, il comportamento del palo dipende dalle proprietà meccaniche di un volume di terreno situato in prossimità del piano campagna e dalle proprietà meccaniche della sezione strutturale del palo.

Tale evenienza giustifica il ricorso ad una modellazione in cui il palo sia considerato come un elemento non lineare. Nakai & Kishida (1982) hanno presentato un approccio agli elementi finiti che incorpora la non linearità del palo ricorrendo alla definizione di una rigidezza flessionale non lineare attraverso l'impiego della funzione momento curvatura; anche Reese (1997) fa ricorso ad un approccio di tale tipo adottando poi per il terreno una modellazione alla Winkler. Krame & Heavey (1988) hanno sviluppato una tecnica alle differenze finite e adottato un modello bilineare elasto - plastico per il palo. Wang & Reese (1988) hanno studiato l'influenza del variare della rigidezza flessionale sul comportamento dei pali in cemento armato ed hanno suggerito di ridurre progressivamente il suo valore per l'intera lunghezza del palo in funzione del massimo valore di momento flettente in un'analisi lineare. Molti autori di prove di carico su pali singoli e in gruppo (Ruesta & Townsend, 1997; Ng et Al., 2001; Huang et Al., 2001; Zhang, 2003) fanno ricorso a codici di calcolo basati su una modellazione del palo di tipo non

---

lineare come FLPIER (Hoit et Al.,1996) o GROUP (Reese & Wang,1996) al fine di prevedere gli andamenti sperimentali osservati nel corso delle prove. Le prove di carico condotte da Huang et Al. (2001) e Ng et Al.(2001) su gruppi di pali in vera grandezza hanno evidenziato come la risposta del gruppo di pali sia condizionata dal grado di vincolo che si induce al contatto tra struttura di collegamento e la testa del palo: spesso, condizioni di vincolo riconducibili, teoricamente, ad un incastro, si rivelano non essere tali. La presenza di un vincolo in testa al palo diverso da quello di un incastro perfetto può indurre una sottostima degli spostamenti della testa dei pali ed un'errata valutazione del valore e della localizzazione del momento massimo agente sul palo (Mokwa & Duncan, 2003; Huang et Al.2001; Ng et Al.2001).

La risposta del gruppo di pali è condizionata, inoltre, dall'evenienza che la piastra sia o meno a contatto del terreno. Nella prima situazione, difatti, la piastra di fondazione è in grado di assorbire un'aliquota del carico orizzontale, grazie alle tensioni tangenziali che si sviluppano alla base e lungo i bordi, e alla resistenza passiva esercitata dal terreno sulla porzione di piastra immersa. I valori di carico sopportati dalla piastra possono essere pari a quelli sopportabili dal gruppo di pali. Conseguentemente, gli spostamenti della testa dei pali ed i momenti flettenti che si generano su di essi, valutati trascurando il contributo della piastra, possono sovrastimare i valori effettivi anche del 100% (Mokwa, 1999). Alcuni contributi in questo senso sono molto recenti (Mokwa & Duncan, 2001; Borel, 2002; Rollins & Sparks, 2002; Horikoshi et Al., 2003). Il contributo di resistenza della piastra dipende, ad ogni modo, dalle caratteristiche di rigidezza e resistenza del terreno posto di fronte alla piastra e dalla profondità di immersione della stessa (Mokwa & Duncan, 2001). Meno significativo, in percentuale, è il contributo dovuto all'attrito piastra – terreno.

Il codice di calcolo STHOP, messo a punto nella presente Tesi di Dottorato, ricade nella categoria dei metodi agli elementi di contorno.

Nella modellazione si trascura l'interazione con il terreno della struttura di collegamento; essa non fornisce alcun contributo nell'assorbire i carichi esterni applicati al gruppo di pali. La rigidezza della struttura di collegamento, caricata nel proprio piano, è ritenuta *infinita* rispetto alla rigidezza flessionale e tagliente dei pali. La condizione di vincolo imposta alla testa dei pali può variare in funzione del livello di carico: essa non è necessariamente una tra le

---

due condizioni *estreme* di rotazione libera o impedita. Viene contemplata la possibilità di considerare una condizione di vincolo variabile da quella di un incastro a quella di una cerniera all'aumentare dei carichi esterni agenti sul gruppo. Tale obiettivo viene perseguito modellando il comportamento del vincolo (*nodo*) attraverso l'introduzione di una funzione momento-rotazione.

L'applicazione del carico orizzontale sul gruppo di pali induce la nascita di tensioni normali sulla superficie di interfaccia palo-terreno (fondazione *liscia*); le caratteristiche della sollecitazione interna lungo il fusto dei pali sono date dal taglio e dal momento flettente, mentre sono assunte trascurabili le variazioni di sforzo assiale. Si considera la possibilità che la rigidità flessionale dei pali, variabile lungo l'asse, possa diminuire all'aumentare dei carichi esterni agenti. Questo obiettivo viene raggiunto attraverso l'introduzione di una funzione momento – curvatura - sforzo normale che può variare da palo a palo e lungo il fusto di ciascuno di essi. La funzione può essere specificata per punti in dipendenza del tipo di sezione (sezioni miste acciaio calcestruzzo e sezioni in calcestruzzo armato precompresso oltre che sezioni in calcestruzzo armato). Allo stato attuale il programma di calcolo definisce autonomamente la funzione momento-curvatura per pali in calcestruzzo armato.

## **1.2 SOMMARIO**

Il capitolo 2 presenta un compendio delle evidenze sperimentali relative al comportamento di pali di fondazione ad asse verticale in vera grandezza sollecitati da carichi orizzontali, singoli ed in gruppo. Nel capitolo 3 vengono descritte le ipotesi di modellazione alla base dello sviluppo del codice di calcolo STHOP, i risultati delle analisi parametriche con esso realizzate vengono riportati nel capitolo 4. Il capitolo 5 ed il capitolo 6 sono dedicati alla validazione del modello di analisi; i risultati ottenuti con il programma di calcolo sono confrontati con i risultati sperimentali, reperiti in letteratura, ottenuti nel corso di prove di carico condotte su pali in vera grandezza nel corso di prove di carico realizzate sia in terreni incoerenti sia in terreni coesivi. Il capitolo 5 è dedicato ai pali singoli; il capitolo 6 ai gruppi di pali. Il capitolo 7 è dedicato alle conclusioni

---

## Capitolo 2 Evidenze sperimentali

### 2.1 COMPORTAMENTO DEL PALO SINGOLO SOTTO AZIONI ORIZZONTALI

#### 2.1.1 *Aspetti tipici della risposta di pali in calcestruzzo armato*

Il dato sperimentale riportato con maggiore sistematicità dagli autori di prove di carico statiche su pali in vera grandezza è la curva carico - spostamento in testa; quest'ultima è assunta, pertanto, come primo elemento di confronto dei risultati delle sperimentazioni condotte da diversi autori. Nelle figure 2.1 e 2.2 sono riportati alcuni esempi di curve carico - spostamento in testa ottenute nel corso di prove di carico condotte su pali in vera grandezza realizzati in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e in terreni coesivi (argille e limi); le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pali così come le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni di fondazione sono riportate nelle tabelle 2.1 e 2.2. In terreni a grana fine le prove, condotte mediante applicazione dei carichi esterni in tempi brevi, fanno riferimento a condizioni non drenate. I pali vengono suddivisi, in funzione della tecnologia esecutiva, in pali realizzati mediante asportazione di terreno (*pali trivellati*) e pali realizzati mediante spostamento di terreno (*pali battuti*). Il primo dato evidente che emerge dall'osservazione delle figure 2.1 e 2.2 è la dipendenza della risposta dal diametro  $D$  del palo; i risultati riportati da O'Neill et Al.(2000) evidenziano, al contrario, come già per valori del rapporto  $L/D$  pari a 12÷13, la lunghezza  $L$  del palo non condizioni la risposta del sistema palo – terreno.



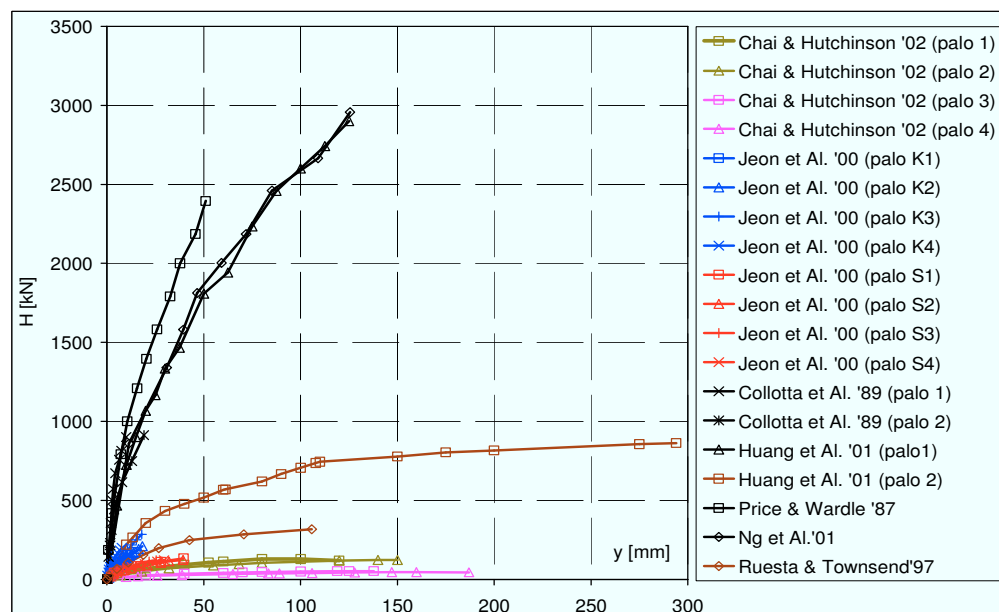


Fig. 2.1 Curve carico-spostamento. Terreni incoerenti.

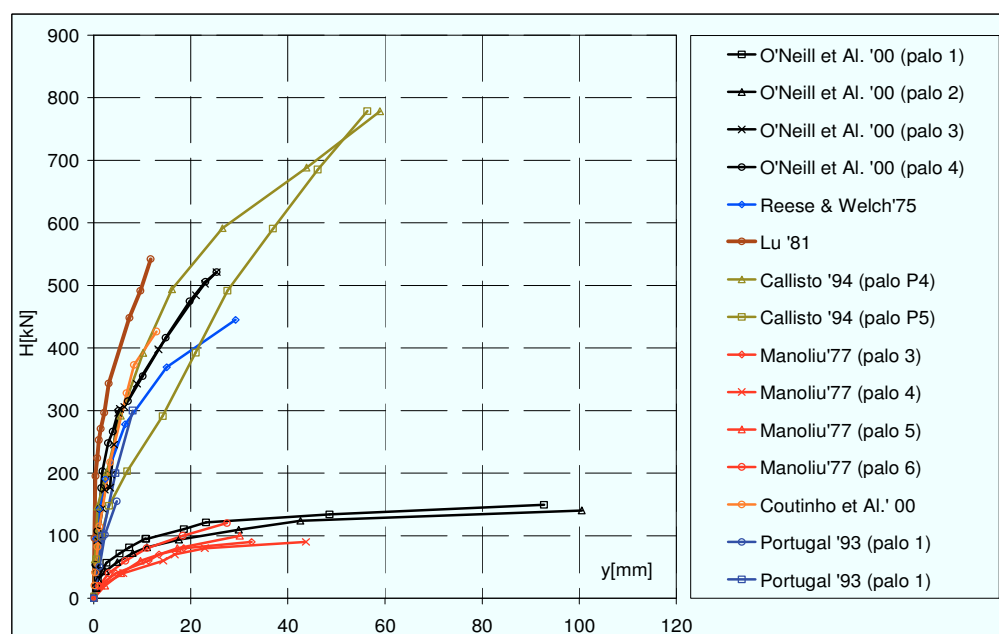


Fig. 2.2 Curve carico-spostamento. Terreni coesivi.

Tabella 2.1 - Prove di carico su palo singolo in sabbie e ghiaie

Autore	d [m]	L [m]	e [m]	tecnologia	fc [Mpa]	pl [%]	fy [Mpa]	N [kN]	EI1 [kNm2]	EI2/EI1	terreno	Dr [%]	$\varphi$ [°]	zw [m]
Collotta et Al. (1989)-palo 1	1.5	10,8	0,5	trivellato	34	-	473	-	780000	0,15	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	>90	43-45	3,6
Collotta et Al. (1989)-palo 2	1.5	10,9	0,5	trivellato	37	-	473	-	800000	0,15	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	>90	43-45	2,7
Ng et Al.(2001)	1.5	28	0,75	trivellato	49	-	460	-	1000000	0,40	terreni di riporto	55-60	34-36	1
Price & Wardle (1987)	1.5	12,5	0,9	trivellato	49,75	-	425	-	11663000	0,46	ghiaia sabbiosa densa /sabbia grossa e ghiaia	90	43	3,5
Huang et Al.(2001)-palo 1	1.5	34,9	0	trivellato	27,5	-	471	-	6860000	0,84	sabbia limosa	45-50	32-33	0
Huang et Al.(2001)-palo 2	0,8	34	0	battuto*	-	-	-	-	790000	0,18	sabbia limosa	45-50	32-33	0
Raesta & Townsend (1997)	0,76	16,5	2,08	battuto**	-	-	-	-	989000	0,16	sabbia fine	55	30-32	-2
Jeon et Al. (2000)-palo K1	0,4	9,4	0,2	trivellato	25	3,1	275	-	43000	0,42	ghiaia e sabbia	70-90	52	2,42
Jeon et Al. (2000)-palo K2	0,4	8,3	0,2	trivellato	25	3,1	275	-	43000	0,42	ghiaia e sabbia	70-90	52	2,42
Jeon et Al. (2000)-palo K3	0,4	8,3	0,2	trivellato	25	3,1	275	-	43000	0,42	ghiaia e sabbia	70-90	52	2,42
Jeon et Al. (2000)-palo K4	0,4	8	0,2	trivellato	25	3,1	275	-	43000	0,42	ghiaia e sabbia	70-90	52	2,42
Jeon et Al. (2000)-palo S1	0,4	10,4	0,2	trivellato	42	3,1	392	-	50000	0,38	sabbia limosa	30-50	39	1,57
Jeon et Al. (2000)-palo S2	0,4	10,5	0,2	trivellato	42	3,1	392	-	50000	0,38	sabbia limosa	30-50	39	1,57
Jeon et Al. (2000)-palo S3	0,4	11,2	0,2	trivellato	42	3,1	392	-	50000	0,38	sabbia limosa	30-50	39	1,57
Jeon et Al. (2000)-palo S4	0,4	11,9	0,2	trivellato	42	3,1	392	-	50000	0,38	sabbia limosa	30-50	39	1,57
Chai & Hutchinson (2002)-palo 1	0,406	5,481	0,812	predisposto in sito***	41	2,1	421	445	54500	0,34	sabbia media uniforme	94	44	assente
Chai & Hutchinson (2002)-palo 2	0,406	5,481	0,812	predisposto in sito***	41	2,1	421	445	54500	0,34	sabbia media uniforme	53	37	assente
Chai & Hutchinson (2002)-palo 3	0,406	5,481	2,436	predisposto in sito***	47,5	2,1	421	445	58500	0,32	sabbia media uniforme	84	42	assente
Chai & Hutchinson (2002)-palo 4	0,406	5,481	2,436	predisposto in sito***	47,5	2,1	421	445	58500	0,32	sabbia media uniforme	59	38	assente

\*si veda paragrafo 5.2.1

\*\*si veda paragrafo 5.2.5

\*\*\*si veda paragrafo 5.2.7

Tabella 2.2 - Prove di carico su palo singolo in argille e limi

Autore	d [m]	L [m]	e [m]	tecnologia	fc [Mpa]	pl [%]	fy [Mpa]	N [kN]	EI1 [kNm2]	EI2/EI1	terreno	Ip [%]	OCR	cu [kPa]
Reese & Welch (1975)	0,762	12,8	0,076	trivellato	24,8	6,8	276	-	800000	0,57	argille dure	-	-	110
Manoliu et Al. (1977)-palo 3	0,4	16	0,25	battuto, sez. quadrata 0,4x0,4 m	25	2,45	380	-	64300	0,35	argille limose	40	-	35
Manoliu et Al. (1977)-palo 4	0,4	16	0,25	battuto, sez. quadrata 0,4x0,4 m	25	2,45	380	-	64300	0,35	argille limose	40	-	35
Manoliu et Al. (1977)-palo 5	0,35	16	0,25	battuto, sez. rettangolare 0,35x0,45 m	25	2,5	380	-	81600	0,33	argille limose	40	-	35
Manoliu et Al. (1977)-palo 6	0,35	16	0,25	battuto, sez. rettangolare 0,35x0,45 m	25	2,5	380	-	81600	0,33	argille limose	40	-	35
Lu (1981)	1,04	11	0	trivellato	25	0,54	215,8	-	1600000	0,09	argilla sabbiosa	15	-	85
Callisto (1994)-palo P4	1,2	52	0	trivellato	-	-	-	-	3100000	0,28	argilla limosa	27	2	50
Callisto (1994)-palo P5	1,2	28	0	trivellato	-	-	-	-	3500000	0,54	argilla limosa	27	2	50
Coutinho et Al. (2000)	1,1	48	0,3	trivellato	59	0,62	-	-	2850000	0,12	argilla limosa tenera	-	-	20
O'Neill et. Al. (2000)-palo 1	0,457	6,1	0,15	trivellato	36,8	0,1	487	-	74000	0,02	argille dure	30-40	>8	100
O'Neill et. Al. (2000)-palo 2	0,457	10,7	0,15	trivellato	36,8	0,1	487	-	74000	0,02	argille dure	30-40	>8	100
O'Neill et. Al. (2000)-palo 3	0,914	6,1	0,15	trivellato	36,8	0,1	487	-	1185000	0,02	argille dure	30-40	>8	100
O'Neill et. Al. (2000)-palo 4	0,914	10,7	0,15	trivellato	36,8	0,1	487	-	1185000	0,02	argille dure	30-40	>8	100

In tali casi, riferendosi a Kuhlemayer (1979a), Randolph (1981), Budhu & Davies (1986) i pali hanno una lunghezza maggiore di una *lunghezza critica* superata la quale la lunghezza totale del palo risulta influente; un palo per il quale questa evenienza si verifica è definito *flessibile*. Riferendosi ad Hetenyi (1946), generalmente, un palo di fondazione caricato da azioni orizzontali ricade nell'ambito delle strutture *infinitamente lunghe*.

Il valore della lunghezza critica dipende, ovviamente, dai parametri del sistema; in primo luogo, dalla rigidità relativa palo – terreno. Diversi autori si sono cimentati nella determinazione del valore di tale lunghezza (Capitolo 4). A profondità maggiori di 10 diametri al di sotto del piano campagna divengono trascurabili gli spostamenti, le reazioni nel terreno e le caratteristiche della sollecitazione (Fleming et Al., 1985). Nel caso riportato in figura 2.3 (Ng et Al., 2001), relativo ad un palo *trivellato* di grande diametro in calcestruzzo armato, la profondità alla quale divengono trascurabili gli spostamenti è pari a circa 5 diametri. All'aumentare del livello di carico, in seguito al verificarsi di fenomeni di fessurazione del calcestruzzo, la rigidità flessionale  $E_p I_p$  del palo, e quindi la rigidità relativa palo – terreno, diminuisce. Tale riduzione di rigidità flessionale comporta una riduzione della profondità alla quale divengono trascurabili gli spostamenti, le reazioni nel terreno e le caratteristiche della sollecitazione.

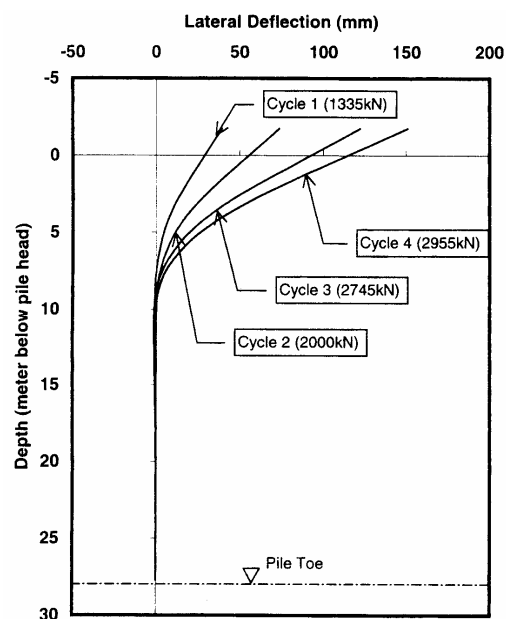


Figura 2.3. Profilo di spostamenti per un palo trivellato del diametro di 1,5 m (da Ng et Al., 2001).

---

Per quanto attiene alla sollecitazione di momento flettente massimo, la profondità alla quale esso si verifica è ancora una volta ridotta, corrispondente a pochi diametri di palo. La profondità della sezione di momento massimo dipende in primo luogo dalla rigidezza relativa palo – terreno. Al crescere del carico esterno sia il valore della lunghezza critica sia la profondità della sezione di momento massimo aumentano (figura 2.3).

In relazione al raggiungimento delle condizioni limite, ad eccezione dei casi di pali molto tozzi o con rigidezza relativa molto elevata rispetto al terreno, un palo caricato da azioni orizzontali si comporta come un *palo lungo* (Broms, 1964a; 1964b). La condizione di collasso del sistema palo - terreno si raggiunge, dunque, in seguito alla formazione di una cerniera plastica lungo il fusto (palo libero di ruotare in testa) o di una duplice cerniera plastica, in testa e lungo il fusto (palo impedito di ruotare in testa). Nella determinazione del valore di resistenza limite del sistema palo – terreno caricato da azioni orizzontali particolare criticità riveste, quindi, la determinazione del momento di plasticizzazione del palo, responsabile della formazione della cerniera plastica.

La risposta del complesso palo terreno è inoltre condizionata fortemente dalla distanza tra il punto di applicazione del carico *e* il piano campagna (nel seguito definita, per brevità, *eccentricità*).

In figura 2.1 il confronto tra i risultati relativi ai casi sperimentali riportati da Huang et Al.(2001) e Ruesta & Townsend (1997) in riferimento a pali *battuti*, caratterizzati da proprietà meccaniche simili e realizzati entrambi in sabbie limose poco addensate immerse in falda, evidenzia il peggioramento della risposta conseguente ad un incremento di eccentricità di applicazione del carico molto grande (pari a 2 m).

In figura 2.4 sono richiamate le curve carico - spostamento in testa relative a prove di carico su pali trivellati di grande diametro in terreni incoerenti (Collotta et Al.1989; Huang et Al.,2001; Ng et Al.,2001; Price & Wardle, 1987); in figura 2.5 sono riportate le curve carico - momento massimo riportate dagli autori in alcuni degli stessi casi. I pali hanno tutti diametro pari ad 1,5 m. In corrispondenza di livelli di carico di circa 500 ÷ 700 kN e di un livello di spostamento in testa  $y/D$  pari a circa 0,005 si osserva in tutti i casi, sulla curva carico - spostamento, un marcata non linearità.

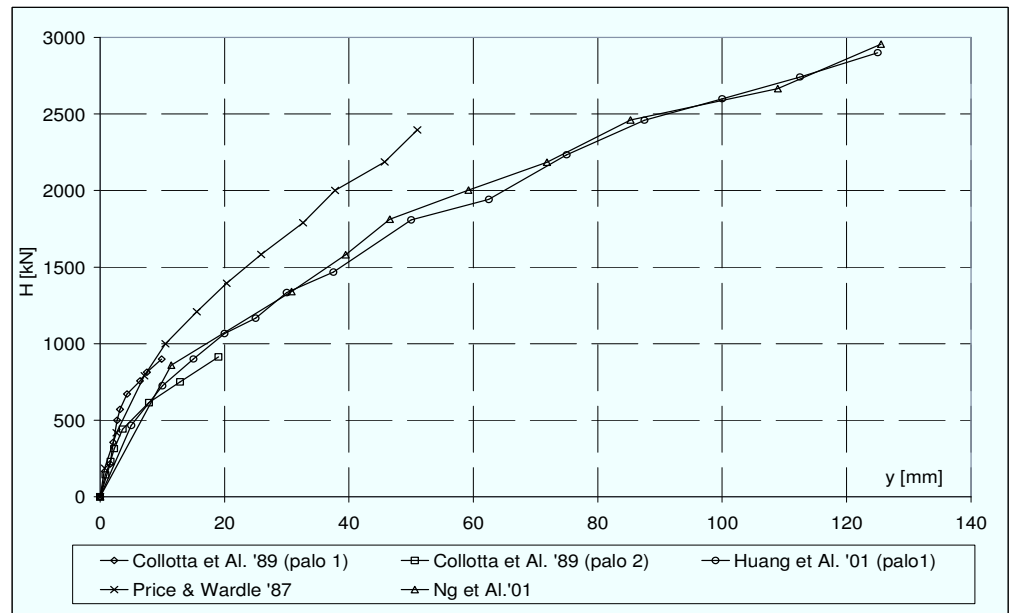


Fig. 2.4 Curve carico-spostamento,  $D=1,5$  m. Terreni incoerenti.

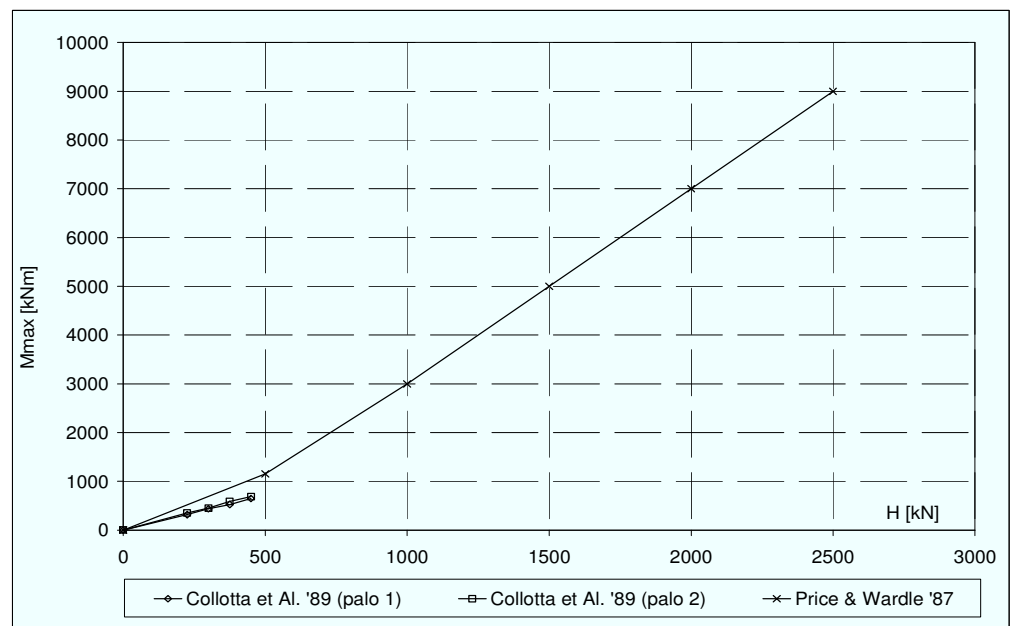


Fig. 2.5 Curve carico-momento massimo,  $D=1,5$  m. Terreni incoerenti.

---

Dall'osservazione curve carico – momento massimo si deduce che, nel suddetto intervallo di carico, il momento massimo lungo il fusto dei pali assume valori compresi nell'intervallo  $1000 \div 1600$  kNm. In tale intervallo ricadono i valori del momento di fessurazione dei pali interessati dalle prove; per livelli di carico maggiori di  $500 \div 700$  kN la risposta è condizionata dunque dalle caratteristiche meccaniche della sezione in cemento armato (quantitativo, modalità di disposizione e tipologia di armatura longitudinale e trasversale; caratteristiche meccaniche dei materiali acciaio e calcestruzzo; diffusione della fessurazione e legame di aderenza acciaio calcestruzzo; sforzo normale) oltre che, naturalmente, dalle caratteristiche meccaniche dei terreni.

Si propone un primo confronto tra i casi riportati da Price & Wardle (1987) e da Collotta et Al.(1989). Nei due casi i terreni di fondazione presentano caratteristiche fisiche e meccaniche simili: nel primo il palo è immerso in ghiaia sabbiosa con grado di addensamento del 90% e la profondità di rinvenimento del pelo libero della falda è pari a 3,5 m; nel secondo i pali sono immersi in ghiaia in matrice sabbiosa con grado di addensamento pari al 90% e la profondità di rinvenimento del pelo libero della falda è pari a 3,6 m (palo1) e 2,7 m (palo 2). Anche lo stato tensionale in sito è simile e, nei tre casi, le caratteristiche di resistenza del terreno possono essere rese attraverso lo stesso valore di angolo d'attrito  $\phi = 43^\circ$ .

Per livelli di carico minori del carico di fessurazione si osserva come il comportamento dei tre pali sia praticamente coincidente: la differenza del valore di rigidezza flessionale ( $11,7 \text{ GNm}^2$  contro  $8 \text{ GNm}^2$ ) è compensata dalla differenza di valore di eccentricità di applicazione del carico (0,9 m contro 0,5 m).

Per livelli di carico maggiori del carico di fessurazione nel primo caso, in cui la percentuale geometrica di armatura longitudinale  $\rho_l$  è pari al 4%, la rigidezza flessionale della sezione si riduce del 56%; nel secondo caso, in cui  $\rho_l$  è pari allo 0,64%, essa si riduce dell'85%: ciò comporta una riduzione di pendenza della curva carico-spostamento. La differenza del valore assunto da  $\rho_l$  comporta allo stesso tempo una forte variazione del momento di primo snervamento dell'acciaio  $M_y$  (pari a circa 13000 kNm e 2500 kNm nei due casi rispettivamente) e di conseguenza una forte riduzione di carico limite ultimo del complesso palo – terreno e quindi del carico massimo applicato in

---

prova. Nel caso riportato da Price & Wardle (1987) il carico limite ultimo del complesso palo terreno è molto maggiore del carico di fessurazione, l'intervallo di spostamenti in cui la risposta del palo è condizionata dalle caratteristiche meccaniche della sezione fessurata è pertanto molto maggiore.

Un secondo confronto si propone tra i casi riportati da Price & Wardle (1987) e Huang et Al.. (2001). Nel caso relativo al palo trivellato riportato da Huang et Al.(2001) il terreno di fondazione è costituito da sabbie limose moderatamente addensate (grado di addensamento pari al 45-50%) e il pelo libero della falda si rinvia al piano campagna, il valore stimato di angolo d'attrito è pari a  $33^{\circ}\div 34^{\circ}$ . La rigidezza flessionale della sezione integra è pari a circa  $9,1 \text{ GNm}^2$ ; il valore di  $\rho_l$  è pari al 2,7%, la rigidezza flessionale della sezione fessurata è pari a circa  $3,3 \text{ GNm}^2$  (riduzione del 64%); il momento di primo snervamento della sezione è pari a 8700 kN. L'eccentricità di applicazione del carico esterno è nulla.

Ora, a differenza di quanto accadeva in precedenza, è possibile operare un confronto tra gli andamenti sperimentali anche per livelli di carico maggiori del carico di fessurazione. La risposta complessivamente più cedevole osservata nel caso riportato da Huang et Al. (2001), nonostante la differenza di eccentricità nei due casi (0,9 m contro 0 m) tenda a produrre un effetto opposto, è da attribuirsi alla differente natura del terreno di fondazione più che alle differenti caratteristiche meccaniche dei pali.

Si propone, in ultimo, un confronto tra i casi riportati da Ng et Al.. (2001) e Huang et Al. (2001). Nel caso riportato da Ng et Al. (2001) il terreno di fondazione è costituito da sabbie moderatamente addensate (grado di addensamento pari al 55-60%) e il pelo libero della falda si rinvia ad un metro di profondità, il valore stimato di angolo d'attrito è pari a  $33^{\circ}\text{-}34^{\circ}$ . La rigidezza flessionale della sezione integra è pari a  $10 \text{ GNm}^2$ ; la rigidezza flessionale della sezione fessurata è pari a  $4 \text{ GNm}^2$ ; il momento di primo snervamento della sezione è pari a 11000 kN (Ng et Al., 2001). L'eccentricità di applicazione del carico esterno è pari a 0,75 m.

Le caratteristiche meccaniche dei pali e la natura del terreno di fondazione nei due casi sono simili; il differente valore di eccentricità di applicazione del carico (0,75 m contro 0 m) è probabilmente compensato dal differente stato

---

tensionale in sito dovuto alla differente quota del pelo libero della falda: queste cause si compensano e la risposta sperimentale dei due pali in termini di curva carico –spostamento in testa coincide.

In figura 2.6 si riporta il confronto tra le curve sperimentali carico – spostamento relative alle prove di carico realizzate da Lu (1981) e Sousa Coutinho (2000). Nel primo caso il terreno di fondazione è costituito da argilla sabbiosa caratterizzata da un indice di plasticità  $I_p$  del 15% e un valore medio di coesione non drenata  $c_u$  pari a 85 kPa; il diametro nominale del palo è pari a 1,04 m; il valore di rigidezza flessionale della sezione integra è pari a 1,6  $\text{GNm}^2$ , la percentuale geometrica di armatura longitudinale  $\rho_l$  è pari allo 0,54%, cosicché la riduzione di rigidezza flessionale è pari al 91%. Nel secondo caso il terreno di fondazione è costituito da argilla limosa tenera caratterizzata da un valore medio di coesione non drenata  $c_u$  pari a 20 kPa; il palo ha un diametro nominale  $D=1,1$  m; il valore di rigidezza flessionale della sezione integra è pari a 2,85  $\text{GNm}^2$ , la percentuale geometrica di armatura longitudinale  $\rho_l$  è pari allo 0,62%, la riduzione di rigidezza flessionale è così, anche in tal caso molto elevata, pari all' 88%. L'eccentricità di applicazione del carico è pari a zero nel primo caso mentre è pari a 0,3 m nel secondo.

Nel caso riportato da Lu(1981) si osserva una marcata variazione di pendenza sulla curva carico – spostamento in testa in corrispondenza di un valore del carico esterno di poco superiore ai 200 kN; in corrispondenza di tale livello di carico, il momento massimo è pari a circa 220 kN, valore circa pari al momento di fessurazione  $M_f$  della sezione ( $M_f=300$  kNm). Nel secondo caso non si osserva una variazione di pendenza marcata sulla curva carico – spostamento in testa e l'assenza di misure di momento flettente non consente di stabilire se il momento di fessurazione della sezione (pari a circa 690 kNm) viene superato.

In tal caso, il palo di diametro maggiore caratterizzato da valori più elevati di rigidezza flessionale dà una risposta complessivamente più cedevole da attribuirsi alla natura e alle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione e al maggiore valore di eccentricità di applicazione del carico.



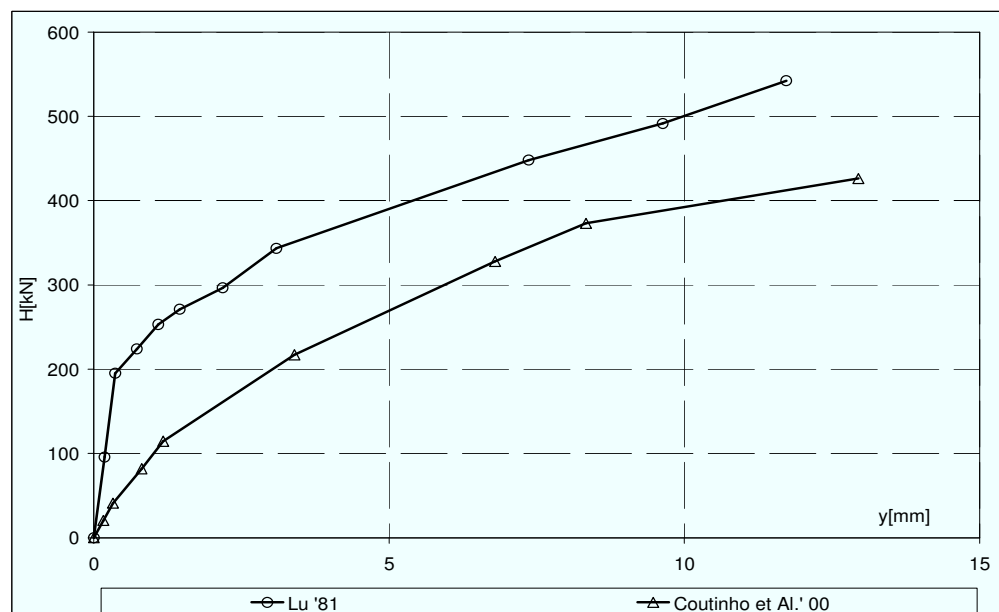


Fig. 2.6 Curve carico-spostamento  $D=1 \div 1,1m$ . Terreni coesivi.

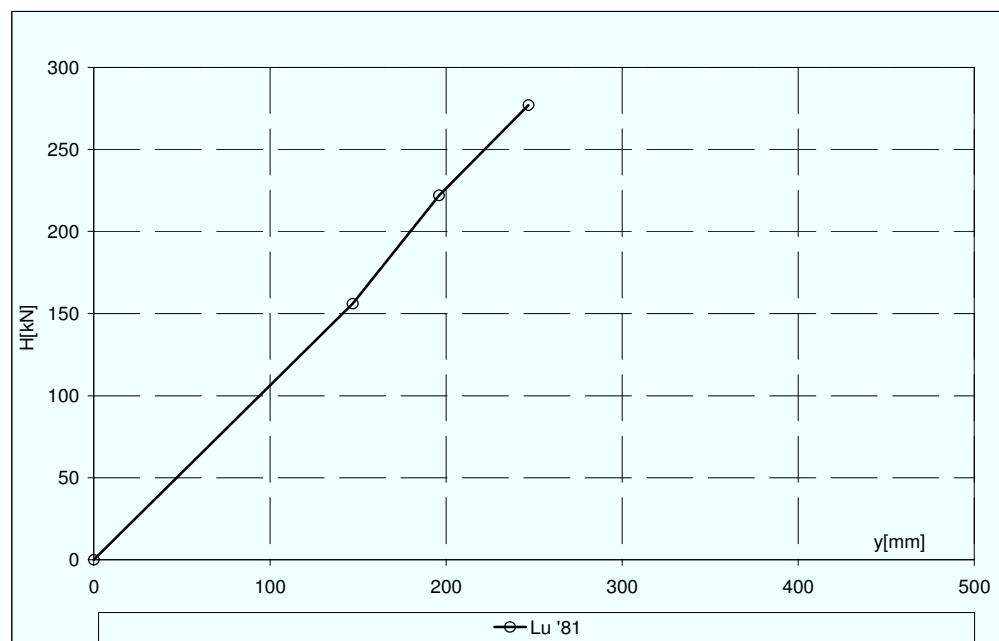


Fig. 2.7 Curva carico-momento massimo (da Lu,1981). Terreni coesivi.

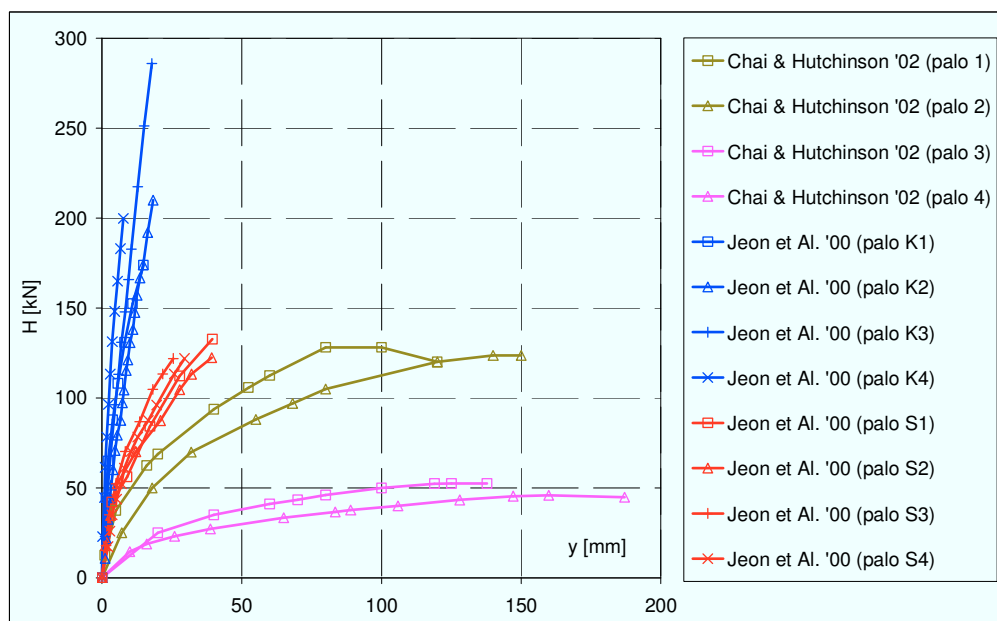


Figura 2.8. Curve carico-spostamento in terreni incoerenti.  $D=0,4$  m.

In figura 2.8 si riporta il confronto tra i risultati sperimentali ottenuti da Jeon et Al. (2000) e Chai & Hutchinson (2002); i pali hanno tutti un diametro di 0,4 m.

Si propone un primo confronto tra i casi riportati da Jeon et Al. (2000). La dispersione dei risultati sperimentali che si osserva nel *sito K* (curve blu) e nel *sito S* (curve rosse) è ascrivibile all'eterogeneità delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione.

I pali denominati *K1-K2-K3-K4* sono realizzati in terreni costituiti da ghiaia e sabbia con grado di addensamento del 70-90%; la profondità di rinvenimento del pelo libero della falda è pari a 2,42 m; il valore di angolo d'attrito  $\phi$  stimato è pari a circa  $50^\circ$ ; la rigidezza flessionale della sezione integra è pari a circa  $43 \text{ MNm}^2$ ; il valore di  $\rho_l$  è pari al 3,1%, la rigidezza flessionale della sezione fessurata è pari a circa  $18 \text{ MNm}^2$  (riduzione del 58%). I pali denominati *S1-S2-S3-S4* sono realizzati in terreno costituito da sabbie limose con grado di addensamento del 30-50%; la profondità di rinvenimento del pelo libero della falda è pari a 1,57 m; il valore di angolo d'attrito  $\phi$  stimato è pari a circa  $40^\circ$ ; la rigidezza flessionale della sezione integra è pari a circa  $50 \text{ MNm}^2$ ; il valore di  $\rho_l$  è pari al 3,1%, la rigidezza

---

flessionale della sezione fessurata è pari a circa  $19 \text{ MNm}^2$  (riduzione del 62%). L'eccentricità di applicazione del carico esterno è pari a 0,2 m in tutti i casi. Le differenze di comportamento osservate sono ascrivibili unicamente alla natura e alle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione.

In figura 2.7 sono poi riportati i risultati sperimentali ottenuti da Chai & Hutchinson (2002). Le prove di carico sono realizzate, in tutti i casi, in terreno costituito da sabbia media uniforme, la falda è assente. Sui pali sottoposti a prova di carico orizzontale viene applicato in tali casi, inizialmente, un carico assiale pari  $P=445 \text{ kN}$  mantenuto poi costante nel corso della prova.

Nei casi dei pali 1 e 2 il grado di addensamento è del 94% e del 53% rispettivamente, i corrispondenti valori stimati di angolo d'attrito  $\phi$  sono pari a circa  $44^\circ$  e  $37^\circ$ ; la rigidezza flessionale della sezione integra è pari a circa  $54,5 \text{ MNm}^2$ ; il valore della percentuale geometrica di armatura longitudinale  $\rho_l$  è pari al 2,1%, la rigidezza flessionale della sezione fessurata è pertanto pari a circa  $18,5 \text{ MNm}^2$ . Nei casi dei pali 3 e 4 il grado di addensamento è del 84% e del 59% rispettivamente, i corrispondenti valori stimati di angolo d'attrito  $\phi$  sono pari a circa  $42^\circ$  e  $38^\circ$ ; la rigidezza flessionale della sezione integra è pari a circa  $58,5 \text{ MNm}^2$ ; il valore di  $\rho_l$  è pari al 2,1%, la rigidezza flessionale della sezione fessurata è pari a circa  $18,7 \text{ MNm}^2$ .

Rispetto ai casi riportati da Jeon et Al.(2000) le caratteristiche meccaniche dei pali e dei terreni non sono tali da giustificare la risposta marcatamente più cedevole in termini di spostamenti; nel caso dei pali 1 e 2 quest'ultima è ascrivibile alla presenza del carico assiale pari a 445 kN insieme ad un valore di eccentricità di applicazione del carico orizzontale pari a circa 0,81 m; questo effetto è ancora più evidente nel caso dei pali 3 e 4 in cui il carico assiale presente è sempre pari a 445 kN ma l'eccentricità di applicazione di carico orizzontale è pari a circa 2,4 m. La presenza di un carico assiale ed il verificarsi di spostamenti orizzontali inducono lungo il fusto del palo sollecitazioni flettenti del secondo ordine e quindi maggiori spostamenti e un più rapido raggiungimento del carico limite ultimo del complesso palo-terreno (ben evidente come tratto orizzontale sulle curve carico-spostamento).

Le caratteristiche meccaniche del palo, in termini di rigidezza flessionale  $E_p I_p$  ( $E_p$  modulo di elasticità;  $I_p$  momento d'inerzia della sezione del palo) condizionano, dunque, principalmente, la risposta. A parità di caratteristiche geometriche e di tipo di terreno, un palo con rigidezza flessionale  $E_p I_p$  maggiore induce delle sollecitazioni nel sottosuolo a profondità maggiori rispetto ad un palo più flessibile. La forza esterna viene trasmessa su un'area di terreno più estesa e ad un terreno che si trova, in profondità, a livelli di stato tensionale più elevati e risulta pertanto meno deformabile; di conseguenza, la risposta di un palo più rigido, in termini di spostamenti, è migliore. L'insorgere di fenomeni di fessurazione del materiale costituente il palo induce una riduzione del valore di rigidezza flessionale  $E_p I_p$  iniziale.

Lu (1981) conduce prove di carico su pali trivellati di grande diametro in argille sabbiose. I pali sono strumentati lungo il fusto con trasduttori di deformazione solidali alle barre di armatura longitudinale per la misura dei momenti flettenti. L'autore osserva l'andamento delle tensioni di trazione  $\sigma_s^+$  e di compressione  $\sigma_s^-$  nell'acciaio all'aumentare del carico esterno  $H$ , queste consentono di individuare tre differenti categorie di sezioni: 1) sezioni in cui  $\sigma_s$  cresce proporzionalmente al carico esterno  $H$ ; 2) sezioni in cui  $\sigma_s$  cresce proporzionalmente al carico esterno  $H$  in una fase iniziale per poi rimanere costante a livelli di carico più elevati; 3) sezioni in cui  $\sigma_s$  cresce secondo le modalità riportate in figura 2.9.

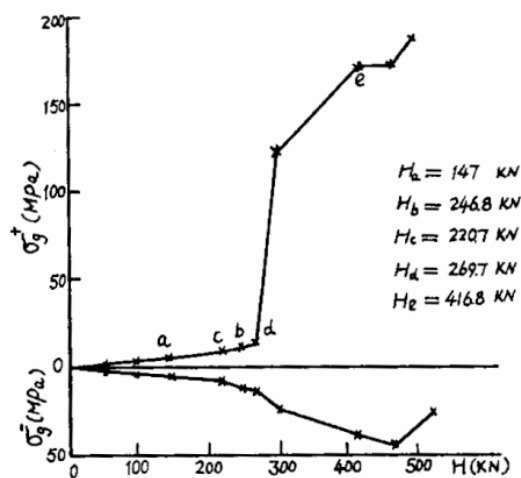


Fig. 2.9 da Lu (1981): variazione delle tensioni di trazione e compressione nelle barre di armatura longitudinale in una data sezione al crescere del carico esterno applicato.

Le prime due categorie sono costituite da sezioni che non vengono sollecitate fino alla loro capacità ultima; probabilmente la ridistribuzione delle sollecitazioni flettenti fa in modo che le tensioni  $\sigma_s$  si mantengano costanti a livelli di carico elevati. La terza categoria è costituita da sezioni che vengono sollecitate fino a rottura; nelle figure 2.9 e 2.10 sono riportate per tali sezioni le curve  $H-\sigma_s$  e i corrispondenti diagrammi di tensione. La porzione lineare  $o-a$  corrisponde alla fase elastica iniziale in cui il diagramma di tensione può essere assunto triangolare; il tratto  $a-c$  corrisponde alla fase elasto-plastica e il punto  $a$  rappresenta il limite elastico superato il quale il calcestruzzo in zona tesa tende a deformarsi in campo plastico senza che si formino delle fessure fino al raggiungimento del punto  $c$ ; nel tratto  $c-d$  si sviluppano le fessure; nell'ultimo tratto  $d-e$  si osserva il notevole incremento della tensione di trazione nell'acciaio in seguito alla formazione delle fessure e il percorso di carico verso la rottura del palo: al punto  $e$  le barre di armatura longitudinale al di sotto dell'asse neutro delle sezioni più sollecitate raggiungono la tensione di snervamento (Lu,1981).

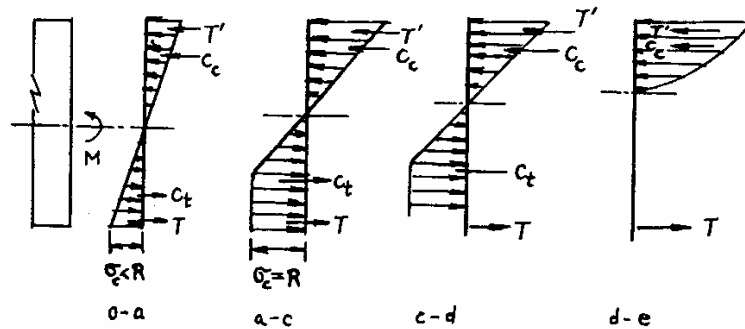


Figura 2.10. da Lu (1981): evoluzione dello stato tensionale nella sezione del palo all'aumentare del momento flettente.

Callisto(1994) riporta i risultati sperimentali di prove di carico condotte su pali trivellati di grande diametro in terreni coesivi. I pali sono strumentati con trasduttori di deformazione lungo il fusto per la misura dei momenti flettenti. L'autore riporta le curve sperimentali che legano il carico esterno applicato e la curvatura misurata in alcune sezioni (figura 2.11); tale relazione è non

lineare anche per bassi livelli di carico. Superata la curvatura di fessurazione si osserva una improvvisa variazione di pendenza per cui a piccoli incrementi di carico corrispondono grandi incrementi di curvatura.

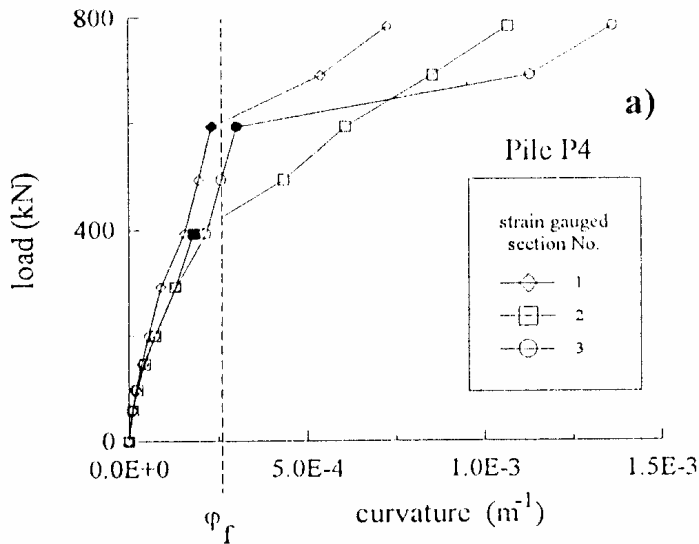


Figura 2.11. da Callisto (1994). Curve sperimentali carico esterno curvatura.

Reese & Welch (1975) conducono una prova di carico in argille dure su un palo trivellato del diametro di circa 0,76 m opportunamente strumentato lungo il fusto con trasduttori di deformazione. Al termine della prova, al fine di ispezionare il palo, gli autori rimuovono il terreno di fondazione fino ad una quota di 6,1 diametri e osservano delle fessure solo nel calcestruzzo di ricoprimento (il calcestruzzo del nucleo confinato, al contrario, rimane integro); le fessure sono rinvenute alla quota di 2,4 m dal lato delle fibre compresse e alla quota di 3,4 m dal lato delle fibre tese del palo. Gli autori procedono a caricare il palo come una mensola e a misurare le deformazioni indotte mediante i trasduttori. In tali condizioni, il momento flettente presente in corrispondenza di ciascun trasduttore di spostamento è ottenuto moltiplicando la forza  $H$  agente in testa per la distanza che intercorre tra il suo punto d'applicazione e il trasduttore stesso; detta  $\Psi$  la curvatura del palo nella sezione strumentata, il valore di rigidezza flessionale  $E_p I_p$  è dato dalla

relazione:  $E_p I_p = M / \Psi$ . Il valore così calcolato risulta variabile sia con la profondità che con il livello di carico. In figura 2.12 è riportato il valore della rigidezza flessionale iniziale, al variare della profondità, e l'andamento medio lungo il fusto, in un diagramma  $M - \Psi$ .

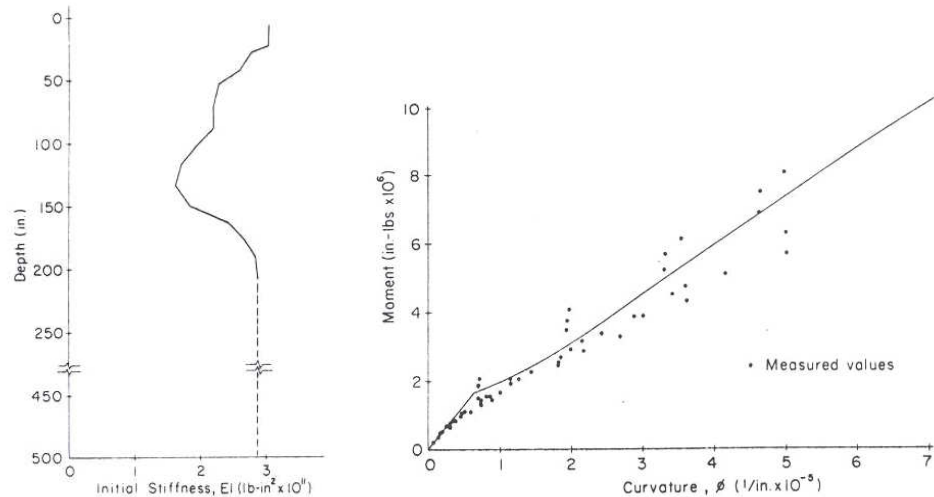


Figura 2.12. Da Reese & Welch (1975): andamento della rigidezza flessionale al variare della profondità e del livello di carico.

In riferimento al comportamento di pali di fondazione in calcestruzzo armato, è possibile dunque concludere che il verificarsi di fenomeni di fessurazione del calcestruzzo sin dai primi livelli di carico fa sì che la risposta del sistema palo – terreno alle sollecitazioni orizzontali sia condizionata oltre che, naturalmente, dalle le caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno in prossimità del piano campagna dalle caratteristiche meccaniche delle sezioni in cemento armato (quantitativo, modalità di disposizione e tipologia di armatura longitudinale e trasversale; caratteristiche meccaniche dei materiali acciaio e calcestruzzo; diffusione della fessurazione e legame di aderenza acciaio calcestruzzo; sforzo normale).

---

## **2.2 ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO SOLLECITATI DA SFORZO NORMALE E FLESSIONE RETTA**

### **2.2.1 Generalità**

Lo stato di sollecitazione dominante in un palo singolo libero di ruotare in testa soggetto a un carico agente trasversalmente all'asse è dato generalmente dalla flessione monoassiale (i pali di fondazione hanno generalmente sezione circolare); si può considerare praticamente nullo lo sforzo assiale. Nei casi in cui sul palo singolo agisca un carico assiale oltre al carico trasversale all'asse, ovviamente, si è in presenza di una sollecitazione flessionale monoassiale accompagnata da livelli non trascurabili dello sforzo normale. Prima di descrivere le modalità di modellazione e di implementazione dei modelli analitici nel codice di calcolo STHOP si riporta una breve panoramica sul comportamento di elementi in calcestruzzo armato sollecitati da sforzo normale centrato, flessione semplice, pressoflessione con sforzo assiale costante. I risultati che si presenteranno fanno riferimento, in alcuni casi, a prove di carico statiche e dinamiche con legge di applicazione del carico monotonicamente crescente e ciclica; ai fini dei successivi sviluppi, interessa avere presente il comportamento osservato nel caso di carichi applicati in modo statico con legge di applicazione monotonicamente crescente.

### **2.2.2 Sforzo assiale centrato ed eccentrico**

Le prove di carico su elementi in calcestruzzo armato sollecitati da sforzo assiale centrato sono finalizzate alla determinazione del legame tensione-deformazioni del calcestruzzo confinato. I primi test su campioni in scala reale (Kaar et Al. 1978; Vellenas et Al., 1977; Sheikh & Uzumeri, 1979) sono stati condotti a bassa velocità di deformazione trascurando la ciclicità di applicazione del carico e la sua eccentricità di applicazione.

Scott et Al. (1982) riporta i risultati di una sperimentazione condotta su elementi in cemento armato aventi altezza di 1200 mm e sezione quadrata con lato di 450 mm. I suddetti elementi sono caratterizzati da differenti distribuzioni di armatura longitudinale e trasversale; il carico assiale è centrato o eccentrico; le prove sono condotte a deformazione controllata, la velocità di



deformazione è variabile (figura 2.13).

In figura 2.13 si riporta un esempio dei risultati ottenuti nel corso di una prova condotta a bassa velocità di deformazione; il carico assiale è centrato. In funzione della dilatazione lineare media di compressione misurata sull'intera colonna le curve sperimentali rappresentano: a) la ripartizione del carico esterno tra il calcestruzzo costituente il nucleo confinato, il calcestruzzo di ricoprimento e l'acciaio costituente le barre di armatura longitudinale; b) l'andamento della tensione monoassiale di trazione nelle staffe costituenti l'armatura trasversale; c) l'andamento della tensione di compressione nel del calcestruzzo confinato.

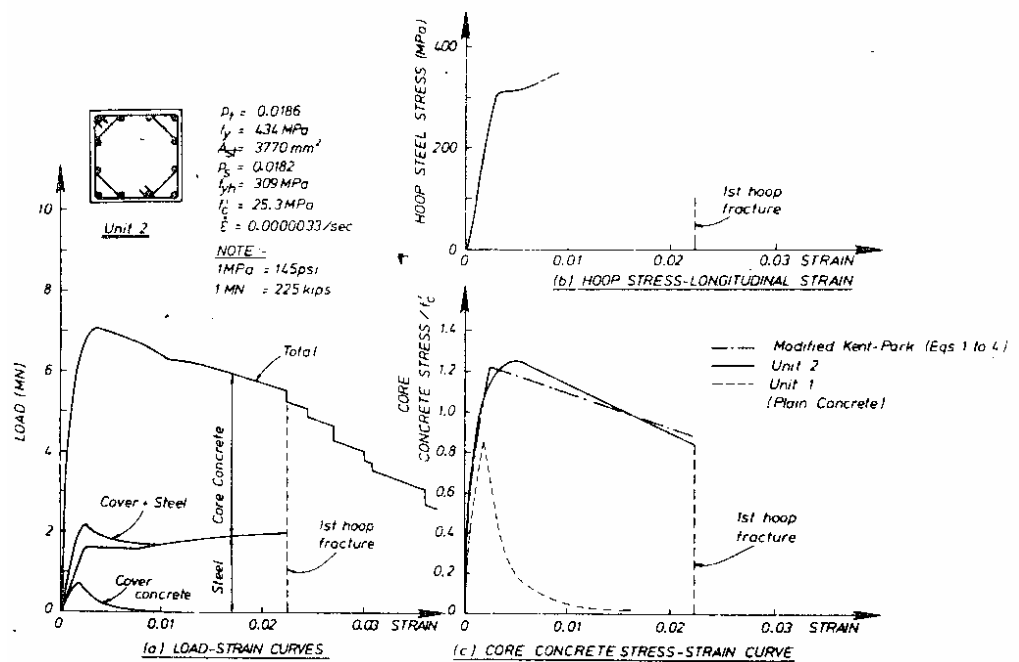


Fig.2.13 da Scott (1982). Test su elementi in cemento armato, carico centrato e bassa velocità di deformazione.

All'aumentare della deformazione longitudinale media il primo segno di degrado delle unità di prova è la comparsa di fessure verticali nel calcestruzzo di ricoprimento; queste fessure si propagano rapidamente e si sviluppano pienamente prima che il carico raggiunga il suo valore massimo, la separazione dal nucleo avviene per un valore di deformazione pari a circa

---

0,004 (questo fenomeno è particolarmente evidente nei casi in cui le staffe sono disposte con passo più fitto poiché in tal caso esse favoriscono la formazione di un piano preferenziale di rottura tra il nucleo confinato ed il calcestruzzo di ricoprimento).

Per livelli di deformazione maggiori il carico continua ad aumentare poiché il calcestruzzo del nucleo è confinato dall'armatura trasversale e dalle barre di armatura longitudinale; successivamente il carico inizia a decrescere.

Ad elevati livelli di deformazione si osserva lo svergolamento delle barre di armatura longitudinale; questo fenomeno è inevitabilmente associato alla rottura delle staffe in corrispondenza o in prossimità di esso. Nel momento in cui una staffa si rompe il nucleo di calcestruzzo nelle vicinanze viene ridotto in polvere sottile oppure viene espulso in piccoli blocchi. Le sezioni, inizialmente piane, non si conservano tali nel corso della prova; l'elevato livello di deformazioni localizzate in prossimità dello svergolamento della barra induce infatti distorsioni localizzate nella sezione di calcestruzzo. La rottura di una staffa interna, visibile come riduzione concentrata di carico sulla curva carico deformazione (curva *a* in figura 2.13), induce una riduzione marcata della resistenza del nucleo di calcestruzzo. Si osserva che il calcestruzzo è ancora capace di sopportare un elevato livello di carico dopo la rottura di tre o quattro staffe. Il danneggiamento del nucleo di calcestruzzo è più evidente per le unità meno confinate.

L'incremento del picco di resistenza del nucleo dovuto al confinamento operato dall'armatura trasversale rapportato alla resistenza cilindrica del calcestruzzo non confinato impiegato è pari a circa il 20% (curva *c* in figura 2.13). La tensione monoassiale di trazione nelle staffe in funzione della deformazione longitudinale cresce inizialmente in modo lineare fino al raggiungimento di un *plateau* quindi si osserva un incrudimento; è indicato il livello di deformazione in corrispondenza del quale la prima staffa raggiunge la rottura (curva *b* in figura 2.13).

La rottura riguarda le staffe interne. In seguito all'espulsione del copriferro si verifica una perdita di aderenza della staffa esterna e una ridistribuzione delle deformazioni al suo interno sul perimetro del nucleo confinato; inoltre, la rottura di una staffa interna e la susseguente degradazione locale della resistenza del nucleo confinato, causa anche la perdita di ancoraggio delle staffe esterne che tendono così a *slacciarsi* piuttosto che a rompersi.

I risultati riportati in figura 2.14 fanno riferimento a prove condotte ad elevata velocità di deformazione; essi sono riportati in quanto consentono di osservare molto chiaramente gli effetti del confinamento su legame costitutivo del calcestruzzo del nucleo. Negli otto casi riportati le unità sono caratterizzate dallo stesso valore di percentuale geometrica di armatura longitudinale ( $\rho_l$  è pari all'1,8% circa); il valore di rapporto volumetrico di armatura trasversale  $\rho_s$  assume invece 4 differenti valori (0,013-0,014; 0,017-0,018; 0,021-0,022; 0,029-0,030).

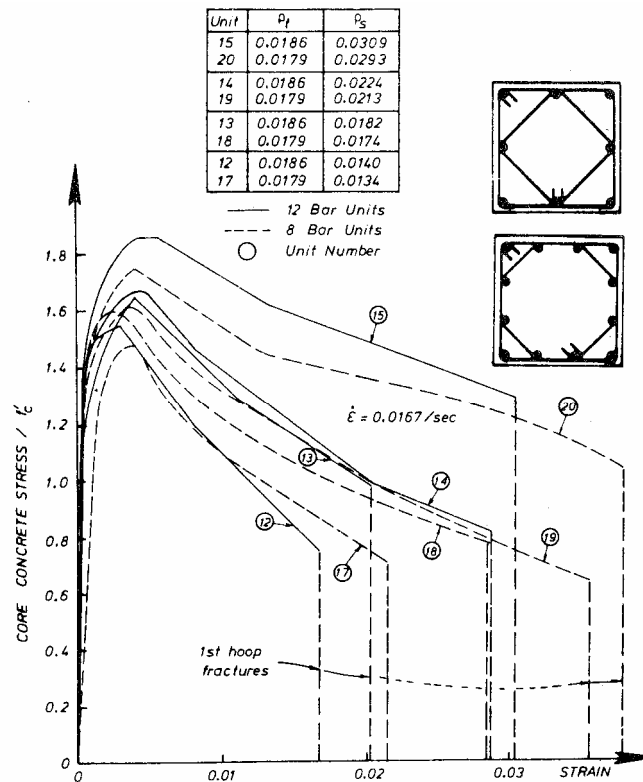


Fig.2.14 da Scott (1982). Effetto della distribuzione di armatura trasversale e longitudinale, prove condotte ad elevata velocità di deformazione.

Per ciascuna coppia di valori di ( $\rho_l$ ,  $\rho_s$ ) sono sottoposte a prova due unità con differente numero di barre, 12 (curve continue) oppure 8 (curve tratteggiate). All'aumentare del rapporto volumetrico di armatura trasversale

$\rho_s$  si verifica un incremento del picco di resistenza. La pendenza del tratto decrescente della curva carico deformazione diminuisce, quest'ultima dipende però anche dal passo delle staffe: se  $\rho_s$  è maggiore ma il passo delle staffe è meno fitto le curve sono sovrapposte; questo si osserva nei casi delle curve n°18 e n°19 così come per le curve n°13 e n°14.

In tutti i casi le curve continue delle unità con dodici barre giacciono superiormente alle corrispondenti curve tratteggiate relative alle unità con otto barre: a parità di quantitativo di armatura longitudinale la presenza di barre con un diametro minore ma più diffuse genera un confinamento migliore. La tensione di snervamento dell'acciaio costituente le barre di armatura longitudinale ha un effetto minore sul confinamento del nucleo; essa favorisce un migliore confinamento ma riduce la deformazione in corrispondenza della quale si verifica la rottura della prima staffa.

Nelle figure 2.15, 2.16 e 2.17 si osserva come i risultati ottenuti dalle prove a bassa velocità di deformazione siano simili qualitativamente ai risultati ottenuti ad elevate velocità di deformazione. A basse velocità di deformazione si osservano incrementi di resistenza minori ed una minore pendenza del tratto decrescente della curva carico deformazione.

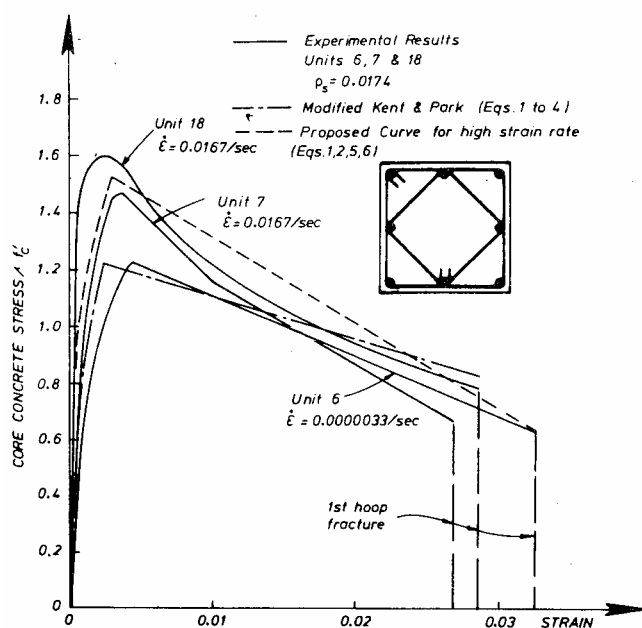


Fig.2.15 da Scott (1982). Effetto della distribuzione di armatura trasversale e longitudinale, prove condotte a varie velocità di deformazione sulle unità con 8 barre di armatura longitudinale.

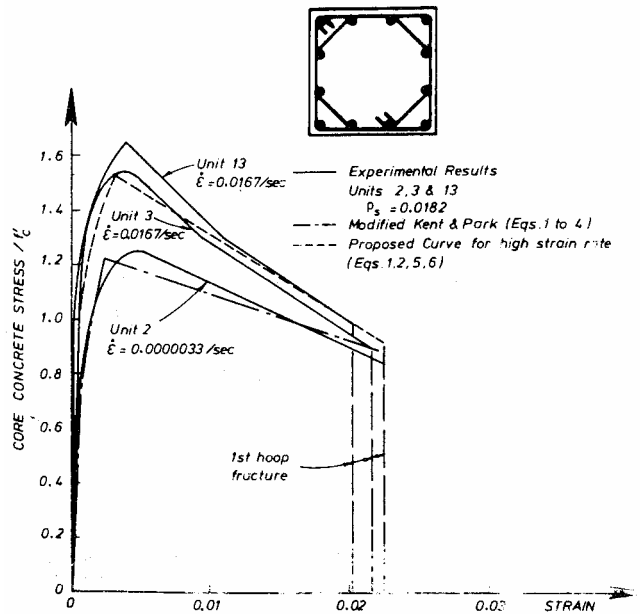


Fig. 2.16 da Scott (1982).  
Effetto della distribuzione di armatura trasversale e longitudinale, prove condotte a varie velocità di deformazione sulle unità con 12 barre di armatura longitudinale.

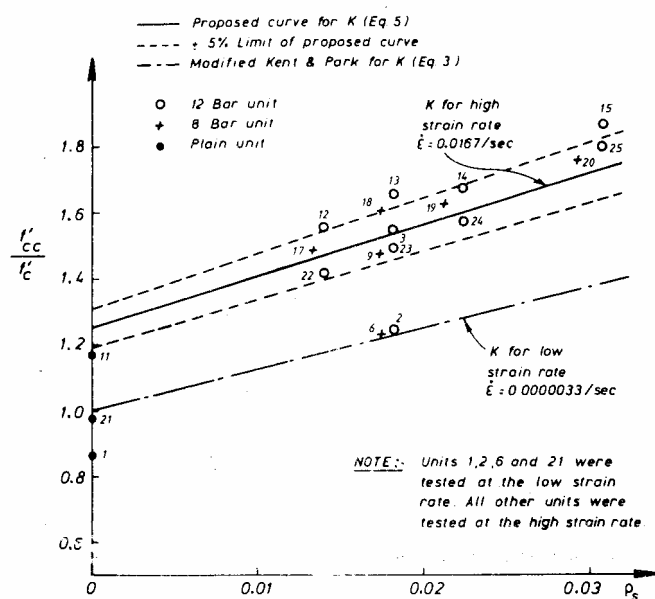


Fig. 2.17 da Scott (1982).  
Incremento di resistenza al variare di  $\rho_s$ , prove condotte a varie velocità di deformazione.

---

Mander et Al.(1988) evidenziano che, più in generale, in base all'osservazione dei risultati di prove di carico su campioni in scala quasi reale, si può affermare che gli effetti del confinamento migliorano se:

1. l'armatura trasversale è disposta ad interasse ridotto;
2. si dispongono staffe addizionali supplementari sovrapposte e tiranti a più braccia che attraversano la sezione trasversalmente;
3. le barre di armatura longitudinale sono ben distribuite sul perimetro;
4. si aumenta il rapporto tra il volume di armatura trasversale ed il volume del nucleo confinato e/o si aumenta la tensione di snervamento dell'acciaio costituente l'armatura trasversale;
5. si impiegano staffe circolari o una spirale invece che staffe quadrate e tiranti supplementari.

Scott et Al. (1982) suggerisce di adottare quale valore ultimo di deformazione  $\epsilon_{cu}$  per il calcestruzzo del nucleo confinato il valore di deformazione in corrispondenza del quale si rompe la prima staffa; questo valore dovrebbe essere utilizzato nel calcolo della curvatura ultima e quindi anche della duttilità della sezione e assume pertanto notevole importanza. In figura 2.18 la deformazione longitudinale misurata nel nucleo confinato in corrispondenza della rottura della prima staffa varia tra 0,02 e 0,038 per il caso in cui il carico assiale è centrato. Si osserva un incremento all'aumentare della percentuale volumetrica di armatura trasversale ed una diminuzione di essa all'aumentare della velocità di deformazione.

L'Autore suggerisce di calcolare un limite inferiore di  $\epsilon_{cu}$  con l'espressione :

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 0.9\rho_s \left[ \frac{f_{yh}}{300} \right] \quad (2.1)$$

in cui  $f_{yh}$  (in MPa) è la tensione di snervamento dell'acciaio costituente l'armatura trasversale e si assume che la  $\epsilon_{cu}$  per il calcestruzzo non confinato sia 0,004. In figura 2.18 si osserva come con questa espressione si calcolino dei valori più realistici (sebbene ancora conservativi) rispetto ad altre indicazioni di letteratura (Baker & Amarakone, 1965; Corley & Gene, 1966).

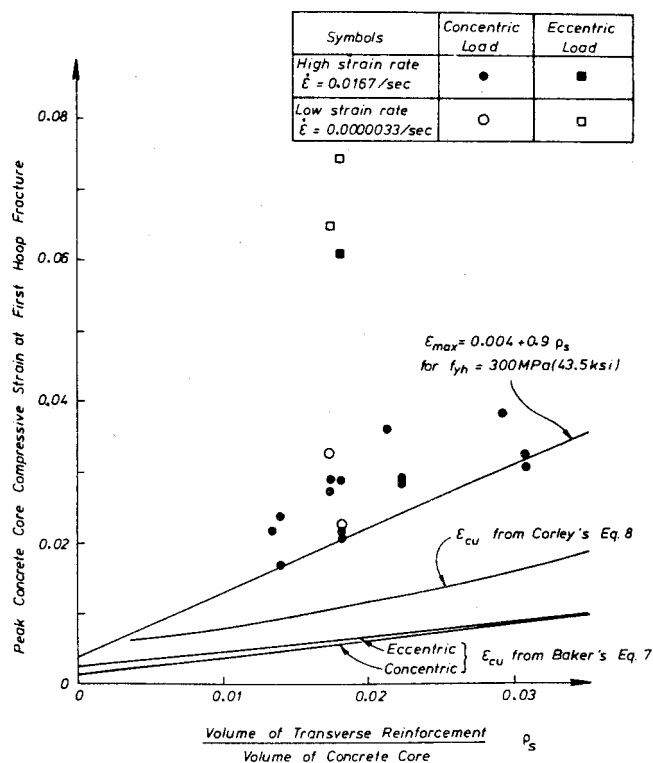


Fig. 2.18 da Scott  
(1982).

Deformazione ultima  
del calcestruzzo  
confinato

Nei casi in cui il carico è applicato con una eccentricità rispetto al baricentro geometrico della sezione è presente nella sezione un gradiente di deformazione. Malgrado la natura tozza delle unità di prova, gli spostamenti laterali sono di entità tale da indurre dei momenti del secondo ordine dello stesso ordine di grandezza dei momenti risultanti dalle eccentricità di estremità; il gradiente di momento lungo l'asse delle unità comporta la presenza di un'azione tagliante. Le unità di carico presentano in questi casi uno svergolamento delle barre di armatura longitudinale sul lato compresso e sul lato teso delle fessure ampie e spaziate debolmente inclinate sull'orizzontale.

In questi casi la deformazione di compressione alla quale il calcestruzzo di ricoprimento comincia a separarsi dal nucleo è di 0,005 ed è quindi un po' maggiore del valore misurato in prove con carico centrato; il legame tensione deformazione presenta poi un tratto discendente caratterizzato da una

pendenza minore. Utilizzare il legame costitutivo ricavato per carico assiale centrato risulta pertanto cautelativo nel calcolo della distribuzione di tensioni di compressione in un elemento quando l'asse neutro giace all'interno della sezione, tali membrature avranno una più elevata capacità flessionale ed una più elevata duttilità ad elevate deformazioni rispetto a quella calcolata (Scott, 1982). Riguardo al valore di deformazione in corrispondenza della rottura della prima staffa in presenza di un gradiente di deformazione questa risulta essere 2-3 volte maggiore del caso in cui il carico assiale è centrato (figura 2.18).

### 2.2.3 Flessione semplice

In figura 2.19 è riportato il diagramma forza-spostamento di una trave armata simmetricamente sollecitata a flessione retta ciclica (Ma et Al., 1976).

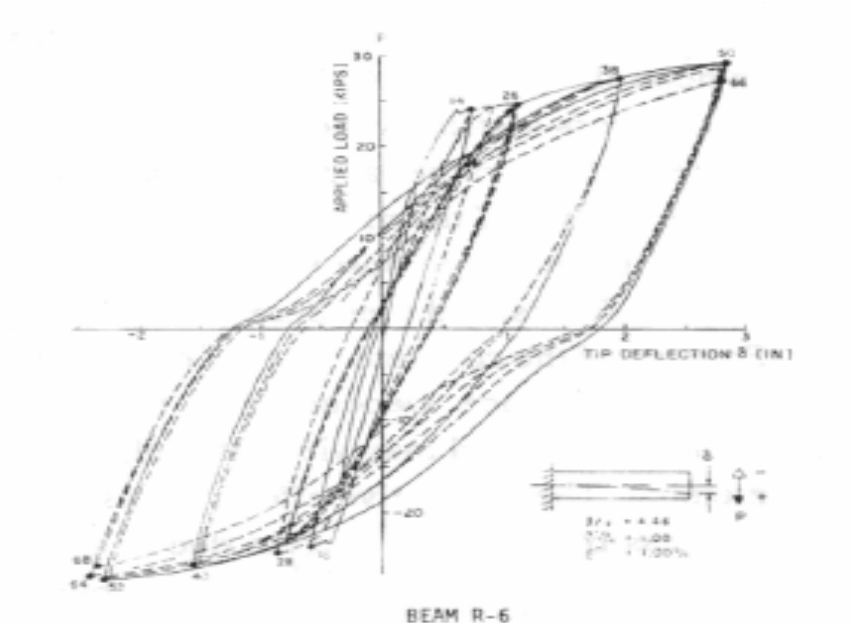


Fig. 2.19 da Ma et Al. (1976). Trave armata simmetricamente sollecitata a flessione retta ciclica, diagramma forza-spostamento.



Si osserva che il degrado di resistenza connesso all'azione dei carichi ciclici è basso, per cui la curva ottenuta per inviluppo dei cicli di isteresi approssima la curva di carico ottenibile da prove monotone.

Riguardo a quest'ultima, si può dire che essa mostra, con il manifestarsi delle prime fessurazioni, una perdita di rigidità rispetto all'andamento lineare iniziale; le esperienze mostrano infatti, al verificarsi della fessurazione, una prima importante variazione nel diagramma momento-curvatura. Giuffrè & Pinto (1970) conducono esperienze di laboratorio su travetti in c.a. di sezione 15 x 15 cm e lunghezza tra gli appoggi di 168 cm, sollecitati con due carichi concentrati uguali e disposti simmetricamente rispetto alla mezzeria; i travetti sono armati con 4 barre di acciaio dolce  $\phi$  10 mm e staffe  $\phi$  5 disposte come riportato in figura 2.20.

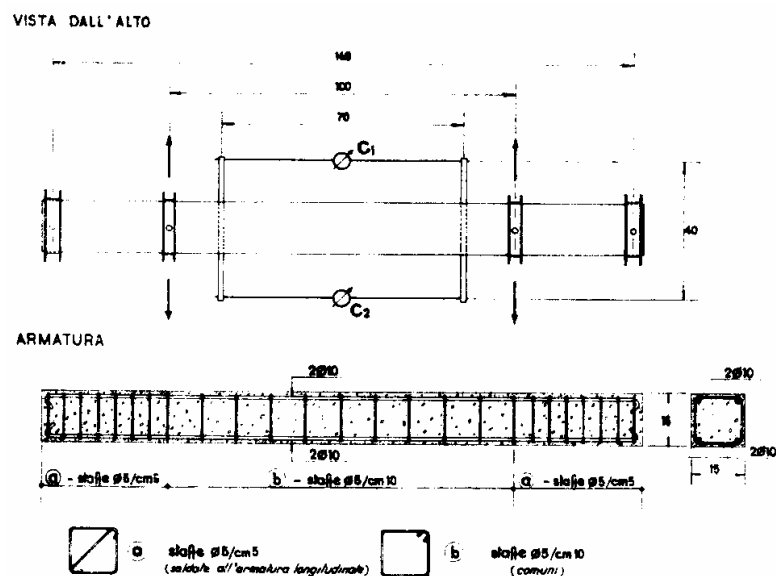


Fig. 2.20 da Giuffrè & Pinto (1970). Travetto armato simmetricamente sollecitato a flessione retta ciclica.

Nel corso delle prove viene misurata la rotazione relativa tra due sezioni alla distanza di 70 cm; il valore di tale rotazione diviso per la distanza tra le sezioni viene assunto come misura della curvatura media nel tratto considerato. In figura 2.21 si riporta il diagramma carico – curvatura media ottenuto nel corso delle prove.

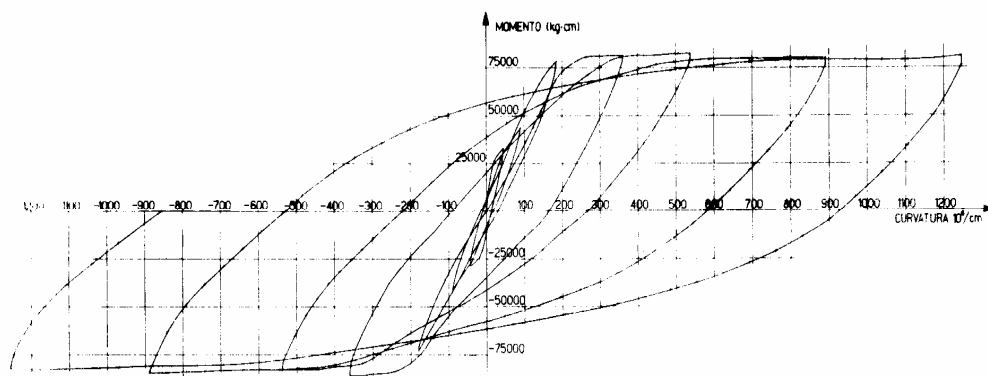


Fig. 2.21 da Giuffrè & Pinto (1970). Diagramma momento curvatura media ottenuto sperimentalmente.

La prima parte del diagramma, praticamente lineare è la risposta della sezione interamente reagente, per analizzare la parte successiva è necessario tenere conto di numerosi fattori che la condizionano: il comportamento non lineare postfessurativo è condizionato dal diffondersi della fessurazione, dal fenomeno del “*tension stiffening*” (irrigidimento in zona tesa), e dal comportamento non lineare del calcestruzzo compresso.

Gli stati tensionali presenti nelle sezioni fessurate e nelle sezioni comprese tra due fessure consecutive sono differenti e di ciò risentono i valori locali della curvatura e dunque la curvatura media di un tratto di lunghezza finita.

Nel tratto di trave compreso tra due fessure le barre di armatura cedono, per aderenza, sforzi tangenziali al calcestruzzo resistente a trazione; la deformazione unitaria dell'acciaio risulta pertanto ridotta rispetto a quella della sezione fessurata. Lo sforzo tangenziale dipende dallo scorrimento relativo acciaio calcestruzzo (Rehm, 1961); il fenomeno fisico è di natura differente per barre lisce e per barre ad aderenza migliorata (figura 2.22).

Nel caso di barra liscia il trasferimento di sforzi tangenziali si ha ad opera di adesione chimica ed attrito. Inizialmente si osserva un tratto lineare, in seguito viene meno l'aderenza per adesione chimica e si osserva un andamento decrescente (fase IVa in figura 2.22) in cui il trasferimento delle tensioni tangenziali è fortemente condizionato dalle azioni trasversali; il ritiro del calcestruzzo e la scabrezza dell'armatura favoriscono l'attrito, mentre il

deterioramento della superficie in movimento riduce le compressioni radiali fino al completo sfilamento della barra. In tal caso comunque, basse sollecitazioni tangenziali sono sufficienti a rompere rapidamente l'adesione tra barra e calcestruzzo.

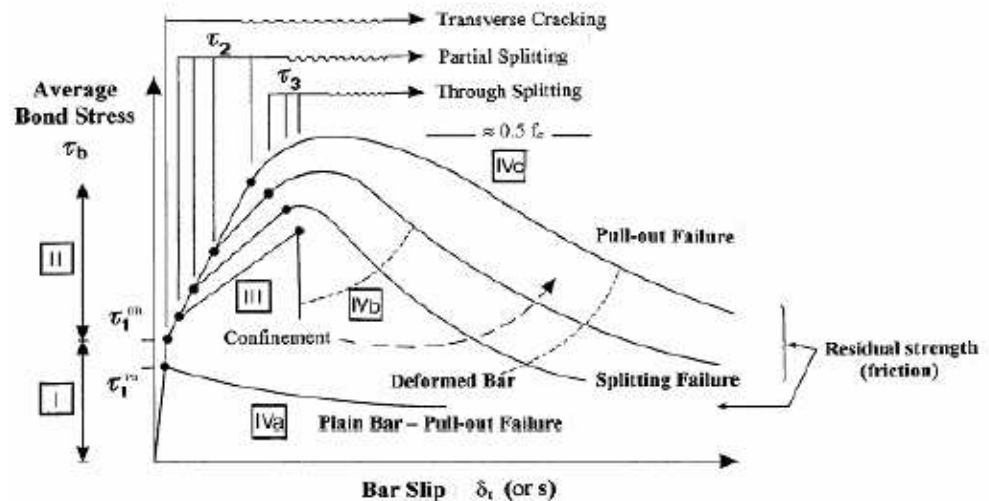


Fig. 2.22 da Tassios (1979). Legame costitutivo d'aderenza per barra liscia (*plain bar*) e barra nervata (*deformed bar*)

Nel caso di barra ad aderenza migliorata la resistenza al taglio del calcestruzzo che occupa lo spazio fra le costole sporgenti delle barre sagomate fornisce il contributo essenziale al collegamento locale del calcestruzzo all'acciaio. Tuttavia, alle tensioni tangenziali presenti sul cilindro coassiale alla barra ad aderenza migliorata che circonda le costole sporgenti corrispondono tensioni oblique di trazione e compressione; le prime sono responsabili della formazione di microfessure trasversali che si estendono dall'estremità d'ogni nervatura in corrispondenza delle quali si ha un primo modesto sfilamento locale della barra rispetto al calcestruzzo; per valori di tensione tangenziale maggiori, dalle microfessure si originano le "fessure longitudinali da spacco" (*splitting cracks*); all'aumentare dello scorrimento, la tensione d'aderenza raggiunge un massimo per poi decrescere più o meno rapidamente in funzione dell'azione di confinamento: nel caso di minima

---

armatura trasversale, le fessure longitudinali interessano l'intero calcestruzzo di ricoprimento con conseguente, improvvisa, perdita d'aderenza, lo scorrimento avviene con minimo danneggiamento dei risalti interposti tra le nervature (fase IVb, *splitting failure*); nel caso sia presente una sufficiente staffatura questa può assicurare una modesta efficienza a dispetto dello scorrimento, in tal caso si ha un tranciamento del calcestruzzo associato a scorrimento per *splitting*; nel caso di considerevole staffatura o notevole ricoprimento, l'azione di confinamento è tanto elevata da prevenire il diffondersi delle fratture longitudinali che rimangono relegate intorno alla nervatura d'acciaio, l'azione di confinamento impedisce lo scorrimento per *splitting*: la crisi avviene per tranciamento delle mensole di calcestruzzo. (Stage IVc, *pull-out failure*). L'efficacia dell'azione di confinamento dipende principalmente dallo spessore del copriferro, dalla distanza tra le barre e dall'armatura trasversale. Il legame d'aderenza dipende dalle caratteristiche geometriche e meccaniche dell'armatura, dalle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dall'azione di confinamento esercitato dal copriferro e dall'armatura trasversale. La perdita di aderenza tra il calcestruzzo e le barre determina lo scorrimento delle stesse che incrementa l'ampiezza delle fessure e riduce gli effetti del "*tension stiffening*".

All'aumentare delle deformazioni, nelle sezioni maggiormente sollecitate, si ha lo snervamento dell'acciaio e/o l'espulsione del copriferro, fenomeni che determinano un ulteriore decremento della rigidità. Questo fenomeno è seguito da una ripresa legata all'incrudimento dell'acciaio, all'incremento del braccio delle forze interne, dovuto ad una traslazione verso il lembo compresso dell'asse neutro ed all'attivazione dell'effetto di confinamento dovuto all'armatura trasversale, se questa è presente. Il collasso di un elemento inflesso è generalmente graduale, in virtù del progressivo deterioramento del materiale in zona compressa; esso comincia con l'espulsione del copriferro e prosegue con l'instabilizzarsi delle barre di armatura e con la distruzione del calcestruzzo confinato. Ovviamente tale fenomeno è condizionato da parametri, quali, per esempio, la percentuale di armatura longitudinale e l'entità del confinamento del calcestruzzo.

Nel caso in cui le sollecitazioni taglienti non siano trascurabili rispetto a quelle flessionali, il collegarsi di fessure presenti sui due lati opposti della

---

sezione può determinare il collasso dovuto allo scorrimento lungo tale piano trasversale. In caso di elementi debolmente armati, la crisi può avvenire nell'armatura tesa. In un diagramma momento rotazione o forza abbassamento il collasso si manifesta con un cambiamento dell'andamento della risposta, secondo alcuni autori (Park & Sampson, 1972; French & Schulz, 1991; Saatcioglou, 1991) convenzionalmente si può assumere che si è raggiunto il collasso quando si osserva un decremento di resistenza pari ad almeno il 20% rispetto alla massima resistenza ottenuta nel corso della prova.

#### ***2.2.4 Carico assiale e flessione retta***

La presenza dello sforzo normale impegna in maggior misura il conglomerato (Mander et Al., 1988; Giuffrè & Pinto, 1970). Si verifica in tal caso un maggior momento interno ed una riduzione della duttilità dovuta ad una riduzione della curvatura ultima. Nelle sezioni inflesse la presenza dell'acciaio in zona compressa è sufficiente ad equilibrare lo sforzo di trazione nell'acciaio in zona tesa. Inoltre nel caso della flessione semplice le deformazioni plastiche che si accumulano nell'acciaio nel corso dei cicli di carico produce il distacco delle due facce della sezione. Il comportamento d'insieme nell'ultima fase di deformazioni si riduce quindi a quello di una sezione di solo acciaio e di questa viene ad assumere le caratteristiche di duttilità. Ciò può comportare il verificarsi di un meccanismo di collasso in cui la crisi si verifica al prodursi dell'instabilità nell'acciaio compresso. Quando è presente uno sforzo normale nella sezione il conglomerato è sempre indispensabile all'equilibrio e il distacco non può avvenire, in tali condizioni anche la duttilità risulta condizionata dalle caratteristiche del conglomerato (Giuffrè & Pinto, 1970).

Park et Al.(1982) riportano i risultati di una sperimentazione condotta su quattro colonne in cemento armato aventi sezione quadrata. Le caratteristiche delle unità di prova e le condizioni che distinguono le prove di carico sono riportate in figura 2.23 e in tabella 5.3. Le variabili principali nelle prove sono il livello di sforzo normale ed il quantitativo di armatura trasversale impiegato.

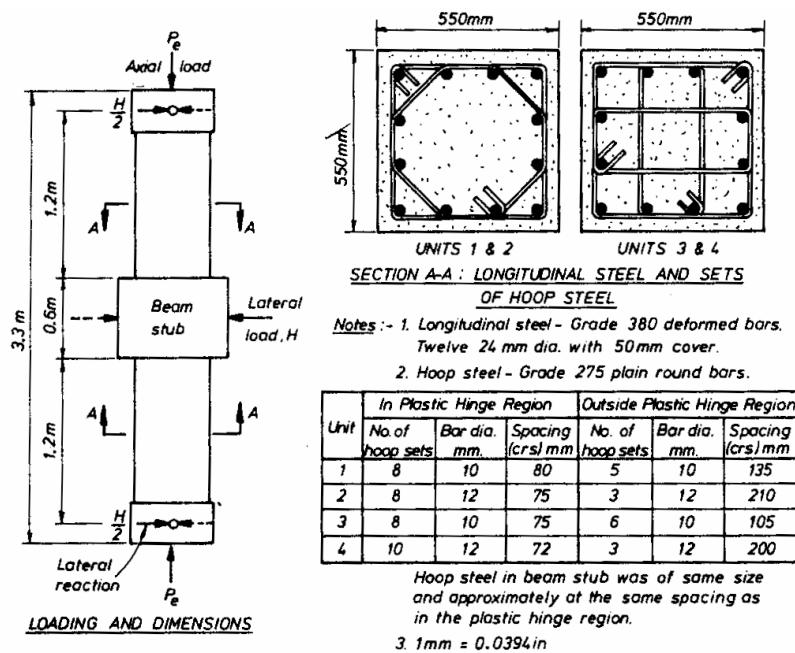


Fig. 2.23 Park et Al.(1982): caratteristiche delle unità di prova.

Unit (1)	Concrete strength $f'_c$ , in mega- pascals (2)	Axial load, $P_e$ , in kilo- newtons (3)	$P_e/f'_c A_g$ (4)	Longitudinal Reinforcing <sup>a</sup>		Transverse Reinforcing <sup>b</sup>	
				$\rho_t$ (5)	$f_{yt}$ , in mega- pascals (6)	$\rho_s$ (7)	$f_{yh}$ , in mega- pascals (8)
1	23.1	1,815	0.260	0.0179	375	0.015	297
2	41.4	2,680	0.214	0.0179	375	0.023	316
3	21.4	2,719	0.420	0.0179	375	0.020	297
4	23.5	4,265	0.600	0.0179	375	0.035	294

<sup>a</sup>Deformed bars.

<sup>b</sup>Plain round bars.

Note: 1 MPa = 145 psi; 1 kN = 0.225 kip.

Tabella 2.3.Park et Al.(1982): caratteristiche delle unità di prova

La singola colonna viene caricata assialmente in compressione mentre il carico laterale viene applicato in modo ciclico ad una espansione posizionata a metà altezza. Le unità di prova sono strumentate con trasduttori di

deformazione; un esempio di funzione momento curvatura ottenuta nel corso delle prove è riportata in figura 2.24.

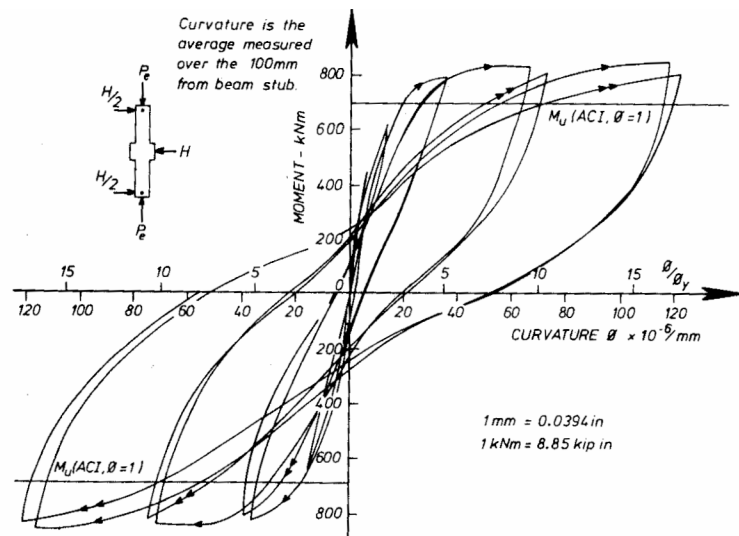


Fig. 2.24 Park et Al.(1982): funzione momento curvatura ottenuta sperimentalmente.

In tabella 2.4 sono riportati alcuni risultati ottenuti nel corso delle prove. Il valore di deformazione longitudinale alla quale appaiono le prime lesioni nel calcestruzzo di ricoprimento varia tra 0,005 e 0,007. In corrispondenza della formazione delle prime fessure nel calcestruzzo di ricoprimento lo spostamento orizzontale è pari al doppio dello spostamento in corrispondenza del quale si verificano i fenomeni di primo snervamento dell'acciaio mentre in corrispondenza della espulsione del copriferro lo spostamento è pari a quattro volte lo spostamento di primo snervamento. Le prove sono spinte fino al raggiungimento di livelli di spostamento pari a circa sei volte lo spostamento in corrispondenza del primo snervamento, in corrispondenza di tale valore le curve carico spostamento non presentano una inversione della risposta. I valori di deformazione longitudinale di compressione dell'estrema fibra di calcestruzzo compresso del nucleo compresso  $\epsilon_{cu}$  riportati in tabella 2.5 fanno riferimento a tale condizione. Essi sono compresi nell'intervallo 0.016÷0.026.

Valori di questo tipo si prevedono con la formula di Corley (1966) come valori ultimi mentre i valori ultimi previsti da Baker & Amarakone (1964) forniscono una sottostima del 100%. In tabella 2.5 è riportato anche il fattore di duttilità misurato nel corso di ciascuna prova, esso è definito come rapporto tra la massima curvatura misurata in corrispondenza dello spostamento massimo raggiunto in prova  $\Psi_u$  e il valore di curvatura in corrispondenza del primo snervamento dell'acciaio  $\Psi_y$ . Tale fattore assume valori compresi tra 14 e 21.

Unit (1)	Concrete Compression Strains				PLASTIC HINGE LENGTH, in millimeters						Maxi- mum <sup>a</sup> ex- peri- mental cur- vature duc- tility fac- tor, $\phi_u/\phi_y$ (12)
	First vis- ible crush- ing (2)	Ex- peri- men- tal maxi- mum <sup>a</sup> (3)	$\epsilon_{cu}$ Baker (4)	$\epsilon_{cu}$ Corley (5)	Experi- mental Maximum		Baker		Corley		
					$l_p$ , in milli- meters (6)	$l_p/h$ (7)	$l_p$ , in milli- meters (8)	$l_p/h$ (9)	$l_p$ , in milli- meters (10)	$l_p/h$ (11)	
1	0.005	0.016	0.007	0.016	242	0.44	253	0.46	298	0.54	21
2	0.005	0.026	0.008	0.019	189	0.34	218	0.40	298	0.54	20
3	0.007	0.018	0.007	0.017	219	0.40	414	0.75	298	0.54	14
4	0.005	0.020	0.010	0.022	273	0.50	525	0.95	298	0.54	16

<sup>a</sup> At  $\mu = 6$  or greater. Mean values are over a 100 mm (3.9 in.) gage length. Actual peak values would have been higher.

Note: 1 mm = 0.0394 in.;  $h = 550$  mm (21.7 in.) = overall depth of section.

Tabella 2.5. Park et Al.(1982): deformazioni nel calcestruzzo e fattori di duttilità.

Analoghi risultati sono riportati da Priestley et Al.(1981) in riferimento ad una sperimentazione condotta su elementi in calcestruzzo armato con sezione circolare.



---

## 2.3 FORZA DI INTERAZIONE PALO - TERRENO

### 2.3.1 *Misura delle forze di interazione palo terreno*

Il profilo di forze d'interazione può essere ottenuto sperimentalmente in maniera diretta, misurando le pressioni del terreno; si misura, in tal caso, la pressione che il terreno esercita sul palo in alcuni punti posti lungo la superficie laterale dello stesso, con celle di pressione. La significatività dei risultati ottenuti con questa metodologia di indagine è, solitamente, ridotta, poiché gli errori di misura connessi a questo tipo di approccio sono, a tutto oggi, significativi (Reese & Van Impe, 2001). Generalmente il profilo di forze di interazione è ottenuto pertanto a partire dalle misure di momento flettente.

Nel corso di prove di carico i pali di fondazione sono strumentati con coppie di trasduttori per la misura delle dilatazioni lineari lungo il fusto. Questi sono disposti lungo due generatrici appartenenti al piano diametrale verticale contenente la forza e misurano alla generica profondità  $z$  un valore di compressione ed un valore di trazione nella sezione inflessa. Da questi si può calcolare la curvatura con la relazione:

$$\phi(z) = \frac{\varepsilon^+ - \varepsilon^-}{h} \quad (2.2)$$

in cui  $h$  rappresenta la distanza tra gli estensimetri nella sezione.

Noti i valori discreti della curvatura, data la relazione momento-curvatura della sezione, si ottengono i valori del momento flettente. La funzione momento-curvatura può essere definita in base a dati di campo, mettendo in relazione le misure di curvatura ed i valori noti del momento flettente, ad esempio al piano campagna. Quando i dati di campo non sono disponibili la relazione momento curvatura può essere definita ricorrendo alla teoria (Wang & Reese, 1993). I profili delle forze di interazione per unità di lunghezza si calcolano derivando due volte una funzione interpolante o approssimante i valori di momento flettente. La doppia derivazione necessaria per ottenere i

---

profili di pressione di interazione può dare luogo ad instabilità numerica e condurre al calcolo di profili che contrastano con l'intuizione fisica.

Al fine di minimizzare gli errori numerici sono state proposte differenti tecniche: 1) approssimazione con un unico polinomio di ordine elevato valido sull'intero intervallo di interesse (Reese, Welch, 1975; Ilyias, 2004); 2) approssimazione con una curva polinomiale a tratti (Matlock, Ripperger, 1956); 3) funzioni *spline* cubiche (Dou, Byrne, 1996); 4) metodi di minimizzazione del residuo (Wilson, 1998) e metodi derivati (Yang *et al.*, 2005). 5) equazioni integrali di Volterra del primo tipo (Akoz, 1981; Coutinho, 2006)

### *1. Approssimazione polinomiale*

Reese e Welch (1975), Wilson (1998), Ilyias (2004) ricorrono all'impiego di un unico polinomio sull'intervallo di interesse. I coefficienti sono calcolati con il metodo dei minimi quadrati. Secondo Wilson (1998) un polinomio di quinto grado con esponente 2,5 piuttosto che 2 e il metodo dei minimi quadrati consentono di calcolare profili di  $p$  più che ragionevoli. Il vantaggio del metodo è rappresentato dalla semplicità di applicazione; esso però può dare risultati palesemente inaccettabili. La stessa funzione deve approssimare i dati in prossimità della testa e alla punta; le condizioni imposte in testa si risentono pertanto anche alla punta dove si calcolano valori di  $p$  diversi da zero anche in corrispondenza di spostamenti nulli (Bouafia, 1990).

### *2. Approssimazione per tratti con curve polinomiali*

Matlock & Ripperger (1956) e Dunnivant (1986) impiegano curve polinomiali a tratti del terzo ordine per approssimare i valori del momento flettente. Dunnivant (1986) impiega una "finestra" scorrevole sui dati sperimentali costituita da un insieme di cinque misure per volta e localmente impiega il metodo dei minimi quadrati per definire un polinomio del terzo ordine. Questo significa che facendo scorrere la finestra sui valori del momento flettente lungo il fusto ogni cinque punti abbiamo una curva polinomiale del terzo ordine. La doppia derivazione del polinomio locale rispetto al punto centrale consente di calcolare  $p$  [F/L] in quel punto. La  $p$  nei primi tre nodi in testa e negli ultimi tre nodi alla punta è ottenuta impiegando i primi e gli ultimi cinque punti rispettivamente. Devono essere considerati nei

---

profili del momento sia il valore zero al punto di applicazione della forza sia il valore noto al piano campagna. Come ovvio, questo metodo richiede almeno cinque misure di deformazione lungo il fusto.

### *3. Funzioni Spline*

La difficoltà principale è l'interpolazione o l'approssimazione delle misure del momento flettente e la posizione delle condizioni al contorno (Remaud & Garnier, 1998). Mezazigh & Levacher (1998) impiegano funzioni spline cubiche per interpolare i momenti e ricavare le  $p$ ; questo è forse il metodo più semplice però, imponendo il passaggio per tutti i punti, si amplificano gli errori di misura. Barton (1982) ha utilizzato spline cubiche adottando come condizioni al contorno il valore dello sforzo di taglio al piano campagna e un valore nullo della forza di interazione ad elevata profondità. Remaud & Garnier (1998) nell'ambito di sperimentazione in centrifuga assumono che, essendo i pali flessibili, si debbano annullare alla punta lo spostamento, la reazione del terreno e il momento flettente.

Risultati migliori si ottengono se si ricorre all'approssimazione piuttosto che all'interpolazione: il codice di calcolo SLIVALIC5 (Degny, LCPC 1985) approssima i dati con splines del quinto ordine; ciascuna funzione è basata su sei dati sperimentali consecutivi. Per stabilire il grado di aderenza della funzione ai dati sperimentali viene impiegato un parametro  $\rho$ . Il criterio impiegato nella scelta di  $\rho$  consiste nel controllo dell'equilibrio statico del palo sotto l'azione dei carichi esterni applicati e delle forze di interazione derivate. Mezazigh (1995) nelle sue analisi ha postulato che l'equilibrio deve essere soddisfatto con un errore del 5% e la profondità di spostamento nullo deve coincidere con quella di  $P$  netta nulla. Bouafia & Garnier (1991), nella scelta del parametro, suggeriscono di verificare che l'equilibrio statico del palo sotto l'azione dei carichi esterni e delle forze di interazione sia soddisfatto con un errore al più pari al 10%.

### *4. Metodi di minimizzazione del residuo*

Yang & Liang (2006) riportano questo metodo introdotto da Wilson (1998). È un metodo di differenziazione numerica basato sulla minimizzazione del residuo così come accade nel metodo degli elementi finiti. Si ricerca una funzione  $f^*(z)$  che approssimi la funzione desiderata  $f(z)$

sull'intervallo di interesse. Generalmente  $f^*(z)$  e  $f(z)$  differiscono e la loro differenza  $R(z)=f^*(z)-f(z)$  viene definita residuo. Poiché  $R(z)$  non può essere zero ovunque nell'intervallo di interesse allora  $f(z)$  può essere scelta in modo tale che  $R(z)$  sia nullo mediamente imponendo la seguente condizione:

$$\int_0^L R(z) \cdot \Psi(z) \cdot dz = 0 \quad (2.3)$$

dove  $\Psi(z)$  è la generica funzione della base; in tal modo si dice che  $f^*(z) = f(z)$  “debolmente”.

Se  $f(z)$  rappresenta la funzione momento flettente lungo il fusto del palo allora ne conosciamo i valori (a meno degli errori sperimentali) nei punti di misura. Detta  $g(z)$  la derivata prima si può scrivere:

$$\int_0^L [g(z) - f'(z)] \cdot \Psi(z) \cdot dz \quad (2.4)$$

Sia  $f(z)$  che  $g(z)$  si possono scrivere come combinazione lineare di funzioni di forma dello stesso tipo di quelle impiegate nel metodo degli elementi finiti (per esempio funzioni lineari “*hat functions*”, fig.2.25)

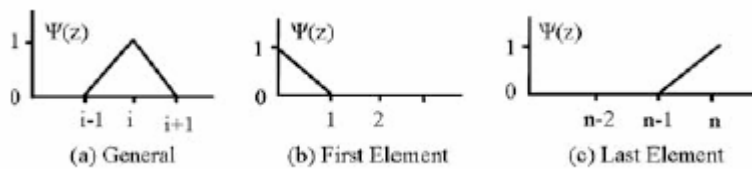


Fig. 2.25. Funzioni di forma lineari

Per ciascun nodo lungo il fusto le funzioni peso si possono scrivere:

---


$$f(z) = \sum_{i=0}^n f_i \cdot \Psi(z) \quad (2.5)$$

$$g(z) = \sum_{i=0}^n g_i \cdot \Psi(z) \quad (2.6)$$

dove  $i$  è il numero di nodo, variabile da 0 a  $n$ ;  $f_i$  è il valore misurato del momento flettente;  $\Psi(z)$  è la funzione di forma per il nodo  $i$ -esimo. Sostituendo nella precedente Wilson(1998) sviluppò un sistema di equazioni che può essere utilizzato per ottenere i valori di  $g(z)$  in ciascun nodo. Ottenuto il profilo del taglio il profilo di  $p$  si ottiene a mezzo di semplice derivazione.

##### 5. Equazioni integrali di Volterra del primo tipo

Akoz *et al.* (1981) e Sousa Coutinho (2006) partono dalle misure di curvatura per ottenere i valori del momento flettente. Sousa Coutinho (2006) riporta il metodo descritto nel seguito.

Approssimati i valori sperimentali con una funzione  $M(z)$ , detto  $H$  il carico ed e l'eccentricità di applicazione del carico si può porre:

$$\Gamma(z) = H \cdot (e + z) - M(z) \quad (2.7)$$

e quindi:

$$\Gamma(z) = \int_0^z p(\xi) \cdot (z - \xi) \cdot d\xi \quad (2.8)$$

L'equazione è una equazione integrale di Volterra del primo tipo. Questa può essere risolta attraverso i metodi di espansione della soluzione (Delves, Mohamed, 1985). Quindi la soluzione può essere approssimata dalla funzione:

$$p(\xi) = a_1 \cdot \Psi_1(z) + a_2 \cdot \Psi_2(z) + \dots + a_n \cdot \Psi_n(z) \quad (2.9)$$

---

dove le  $a_i$  sono le componenti incognite e le  $\Psi_i(z)$  le funzioni indipendenti della base. Poiché la  $p$  così espressa non è la soluzione esatta dopo la sostituzione si avrà un residuo o errore:

$$\Gamma(z) - \sum_1^n a_i \cdot \int_0^z \Psi_i(\xi) \cdot (z - \xi) \cdot d\xi = R(z) \quad (2.10)$$

posto:

$$\Phi_i(z) = \int_0^z \Psi_i(z) \cdot (z - \xi) \cdot d\xi \quad (2.11)$$

si ha:

$$\Gamma(z) - \sum_1^n a_i \Phi_i(z) = R(z) \quad (2.12)$$

L'errore  $R(z)$  deve essere minimizzato è questo può essere fatto applicando il teorema del residuo e il metodo di Galerkin :

$$\int_0^L R(z) \cdot \Psi_j(z) \cdot dz = 0 \quad \text{per } j=1,2,\dots,n \quad (2.13)$$

dalla quale si possono calcolare i coefficienti  $a_i$  risolvendo il sistema di equazioni lineari  $b_j = c_{ij} \cdot a_i$  ( $i,j=1,\dots,n$ .)

$$b_j = \int_0^L \Gamma(z) \cdot \Psi_j(z) \cdot dz \quad (2.14)$$

$$c_{ij} = \int_0^L \Phi_i(z) \cdot \Psi_j(z) \cdot dz \quad (2.15)$$

---

La selezione di opportune funzioni  $\Psi(z)$  dipende dal problema in esame ma, al contrario di quanto avviene con le equazioni differenziali, non dipende dalle condizioni al contorno (Delves, Mohamed, 1985). Quindi la soluzione ottenuta sarà una soluzione matematica ma non necessariamente una soluzione fisica. Nello spazio delle soluzioni devono essere selezionate quelle staticamente ammissibili:

$$\int_0^L p(z) \cdot dz = \sum_1^n a_i \cdot \int_0^L \Psi_i(z) \cdot dz = H \quad (2.16)$$

$$\int_0^L p(z) \cdot z \cdot dz = \sum_1^n a_i \cdot \int_0^L \Psi_i(z) \cdot z \cdot dz = -H \cdot e \quad (2.17)$$

Coutinho (2006) assume poi che la reazione del terreno sia nulla al piano campagna e alla punta. In totale si hanno quattro condizioni. Il problema è risolto con il metodo dei moltiplicatori di Lagrange e il sistema di equazioni risultante è:

$$\sum_1^n a_i \cdot \int_0^L \Phi_i(z) \cdot \Psi_j(z) \cdot dz + \frac{\partial}{\partial a_j} \lambda_k \cdot g_k(a_1, \dots, a_n) = 0 \quad (2.18)$$

$$g_k(a_1, \dots, a_n) = 0 \quad \text{Per } j=1, n; k=1, 4$$

dove gli  $n$  coefficienti  $a_i$  e i quattro moltiplicatori sono incogniti. Akoz (1981) considera  $M(z)$  come un unico polinomio e  $p(z)$  combinazione lineare di polinomi; Coutinho (2006) considera  $M(z)$  una combinazione lineare di B-splines e  $p(z)$  combinazione lineare di B-splines

### 2.3.2 Curve di trasferimento

La misura delle forze di interazione palo-terreno e degli spostamenti lungo il fusto del palo consente di definire le curve di trasferimento, dette curve  $p$ - $y$ . Attraverso di esse viene caratterizzato il comportamento del terreno nelle analisi in cui esso viene modellato come una serie di molle indipendenti (modelli alla Winkler). Reese & Van Impe (2001) riportano gli andamenti di tali curve per quattro differenti categorie di terreno: *argille tenere sotto falda*; *argille dure sotto falda*; *argille dure sopra falda*; *sabbie*.

#### *Argille tenere sotto falda*

Nel caso di argille tenere (normalconsolidate o molto debolmente sovraconsolidate) per le quali la falda si trova a piano campagna o è mantenuta al di sopra di esso, ad una data profondità  $z$ , la curva  $p$ - $y$  ha l'andamento riportato in figura 2.26 (Matlock, 1970).

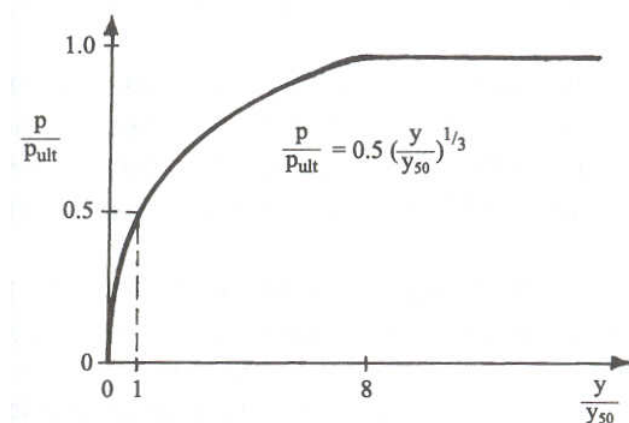


Figura 2.26. Andamento caratteristico di una curva  $p - y$  in argille tenere sotto falda (da Matlock, 1970).

Il parametro  $y_{50}$  è fornito dall'espressione  $y_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot D$ ; in cui  $D$  è il diametro del palo ed  $\varepsilon_{50}$  è il valore di deformazione ottenuto in prove di compressione triassiale, in corrispondenza del 50% della resistenza del campione di terreno (Skempton, 1951; Matlock, 1970; Reese et Al., 1975 suggeriscono valori di tale parametro per diversi tipi di terreno nel caso in cui questo non sia disponibile in maniera diretta). Il parametro  $p_{ult}$  rappresenta il valore ultimo della reazione per unità di lunghezza, esso è fornito dalla



relazione:

$$p_{ult} = \min \left\{ \left( 3 + \frac{\gamma'}{c_u} z + \frac{J}{D} z \right) c_u D ; 9 c_u D \right\} \quad (2.19)$$

In cui  $\gamma'$  è la media del valore del peso dell'unità di volume immerso dal piano campagna alla quota  $z$  considerata;  $c_u$  il valore di coesione non drenata alla quota  $z$  considerata e  $J$  un parametro sperimentale adimensionale, variabile fra 0,25 per argille medie e 0,5 per argille tenere.

#### Argille dure sotto falda

Nel caso in cui il terreno sia costituito da argille sovraconsolidate poste al di sotto del livello della falda, ad una data quota  $z$ , la curva  $p - y$  ha l'andamento riportato in figura 2.27. Tale andamento è stato derivato in base alle prove eseguite su pali in vera grandezza da Reese et Al. (1975).

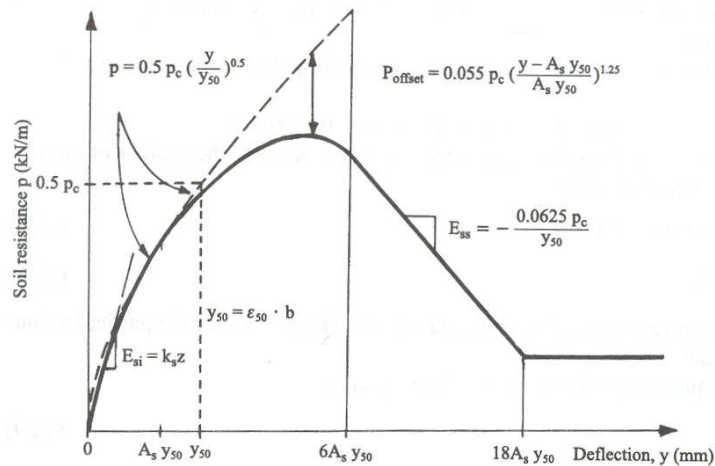


Figura 2.27.  
Andamento  
caratteristico di una  
curva  $p - y$  in argille  
dure sotto falda (da  
Reese et al., 1975).

Il tratto iniziale della curva è lineare con coefficiente angolare  $k_s z$ . Il parametro  $k_s$  dipende dalla coesione non drenata del terreno (tabella 2.6)

$c_u$ [kPa]	50-100	100-200	300-400
$k_s$ [MN/m <sup>3</sup> ]	135	270	540

Tabella 2.6 valori di  $k_s$  (da Reese & Van Impe, 2001)

tale tratto prosegue finché la retta non interseca la parabola di equazione:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{0,5} \quad (2.20)$$

Questo andamento parabolico descrive l'andamento della curva per spostamenti minori di  $A_s \cdot y_{50}$ ; per spostamenti maggiori, fino a  $6 \cdot A_s \cdot y_{50}$ , si sottrae una  $p$  di sfalsamento ( $P_{offset}$  in figura 2.27) e la curva assume una nuova espressione parabolica:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{0,5} - 0,055 \left( \frac{y - A_s y_{50}}{A_s y_{50}} \right)^{1,25} \quad (2.21)$$

In corrispondenza di tale tratto la curva  $p - y$  raggiunge il proprio valore massimo e inizia successivamente a decrescere. Il tratto della curva compreso fra  $6 \cdot A_s \cdot y_{50}$  e  $18 \cdot A_s \cdot y_{50}$ , decrescente, è rettilineo; per spostamenti superiori a  $18 \cdot A_s \cdot y_{50}$ , si raggiunge un valore asintotico. I parametri di cui è necessario disporre circa le caratteristiche di palo e terreno ( $c_u$ ,  $\gamma'$ ,  $D$ ,  $\varepsilon_{50}$ ) sono già stati definiti in riferimento al caso di argille tenere in presenza di falda; in questo caso risulta però  $y_{50} = \varepsilon_{50} \cdot D$

La figura 2.28 consente, invece, di identificare il valore del parametro adimensionale  $A_s$ , in funzione della profondità di riferimento.

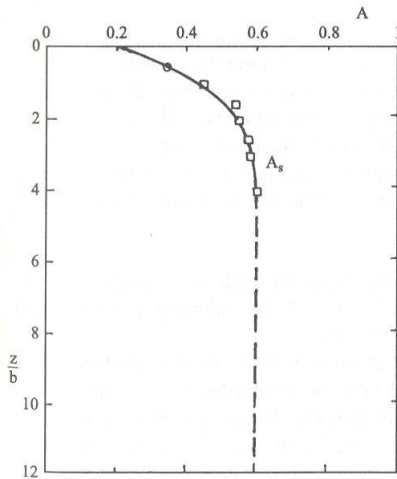


Figura 2.28. Andamento di  $A_s$  con la profondità.

Il valore ultimo di reazione per unità di lunghezza  $p_{ult}$ , al variare della quota  $z$ , è:

$$p_{ult} = \min \left\{ 2 \overline{c_u} D + \gamma' D z + 2,83 \overline{c_u} z; 11 c_u D \right\} \quad (2.22)$$

dove  $\overline{c_u}$  rappresenta la media del valore assunto dalla coesione non drenata  $c_u$  tra il piano campagna e la quota di riferimento  $z$ .

#### *Argille dure sopra falda*

Nel caso di argille dure (sovracconsolidate) per le quali la falda si rinviene ad una certa profondità rispetto al piano campagna, ad una data quota  $z$ , l'andamento tipico della curva  $p - y$  è riportato in figura 2.29, ed è stato ottenuto in base alle prove realizzate da Welch & Reese (1972).

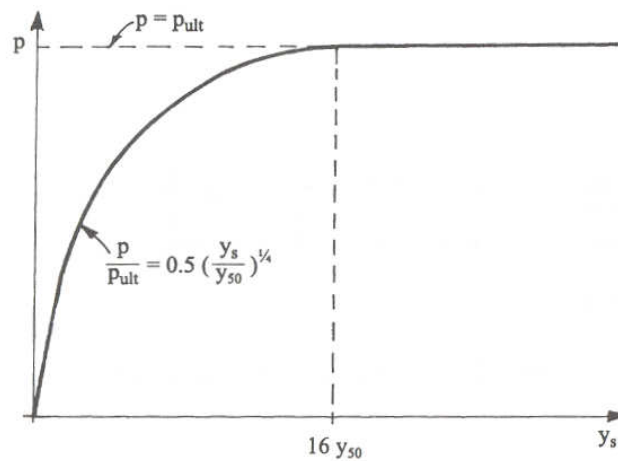


Figura 2.29. Andamento caratteristico di una curva  $p - y$  in argille dure sopra falda (da Welch & Reese, 1972).

I valori di  $y_{50}$  e di pressione ultima del terreno sono dati dalle equazioni fornite per argille tenere sotto falda. Nella 2.19 il valore di  $c_u$  da utilizzare è quello medio tra il valore assunto a piano campagna e quello assunto alla quota considerata; il parametro  $J$  si pone pari a 0,5.

#### *Sabbie*

In sabbie, una data quota  $z$ , l'andamento tipico di una curva  $p - y$  è riportato in figura 2.30. Tale andamento è stato derivato in base alle prove

eseguite su pali in vera grandezza da Reese et Al. (1974).

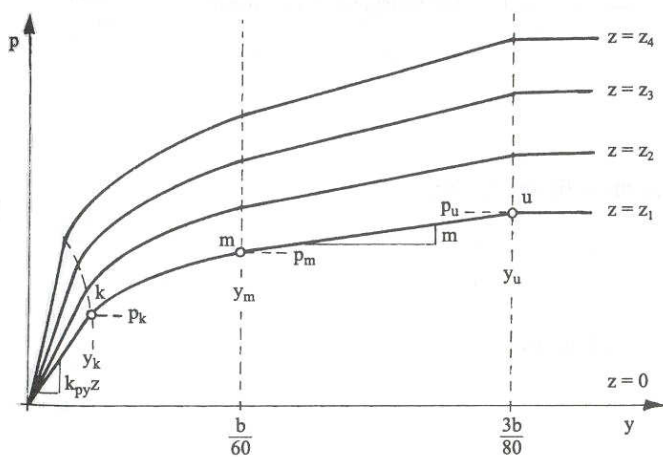


Figura 2.30.  
Andamento caratteristico  
di una curva  $p - y$  in sabbie  
(da Reese et al., 1974).

I parametri necessari alla determinazione delle curve sono il valore dell'angolo d'attrito  $\phi$ , il peso dell'unità di volume  $\gamma$  (immerso o totale, a seconda che ci si trovi al di sotto o al di sopra della falda).  $D$  è il diametro del palo. Il tratto iniziale è lineare con coefficiente angolare  $k_{py}z$ . I valori di  $k_{py}$  sono riportati in tabella 2.7 per sabbie sommerse o asciutte, in funzione del grado di addensamento;  $z$  è la quota di riferimento.

$k_{py}$ [MN/m <sup>3</sup> ]	Sabbie sciolte	Sabbie mediamente addensate	Sabbie addensate
Sabbie sommerse	5,4	16,3	34
Sabbie asciutte	6,8	24,4	61

Tabella 2.7 valori di  $k_{py}$  (da Reese & Van Impe, 2001)

Il tratto iniziale rettilineo, è raccordato mediante una curva definita dall'espressione:

$$p = C y^{1/n} \quad (2.23)$$

ad un secondo tratto rettilineo, che definisce la curva nell'intervallo di

spostamenti  $y_m = D/60$  -  $y_u = 3D/80$ . I parametri  $n$ ,  $m$ ,  $C$  sono dati dalle seguenti espressioni:

$$n = \frac{P_m}{m \cdot y_m}; \quad m = \frac{P_{ult} - P_m}{y_{ult} - y_m}; \quad C = \frac{P_m}{y_m^{1/n}} \quad (2.24)$$

Il valore di resistenza  $p_m$  del terreno è pari a:

$$p_m = B_s p_{\max} \quad (2.25)$$

in cui  $p_{\max}$  è definito, a seconda della quota di riferimento, dalle seguenti equazioni 2.26 (derivanti da un'analisi con meccanismo di rottura a cuneo); l'andamento di  $B_s$  con la profondità è riportato in figura 2.31.

$$p_{\max} = \gamma z \left[ \frac{K_0 z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D + z \tan \beta \tan \alpha) + \right. \\ \left. + K_0 z \tan \beta \cdot (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a D \right] \quad (2.26)$$

$$p_{\max} = K_a D \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 D \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta$$

in cui:

$$\alpha = \phi/2; \quad \beta = 45^\circ + \phi/2; \quad K_0 = 0,4; \quad K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (2.27)$$

Le due equazioni si intersecano ad una determinata quota  $z_i$ : al di sopra di tale quota l'equazione di riferimento è la prima delle 2.26, al di sotto, la seconda.

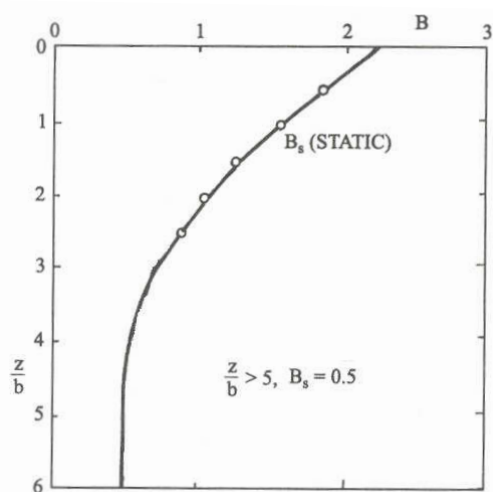


Figura 2.31. Andamento di  $B_s$  con la profondità.

Il valore di pressione ultima  $p_{ult}$  che si attinge a partire da uno spostamento  $y_{ult} = 3D/80$  ed è dato dall'espressione:

$$p_{ult} = \bar{A}_s p_{\max} \quad (2.28)$$

in cui  $A_s$  è desumibile dal grafico riportato in figura 2.32.

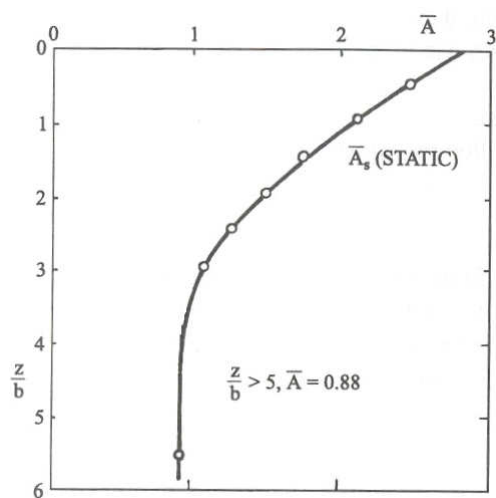


Figura 2.32. Andamento di  $A_s$  con la profondità.

---

### 2.3.3 Carico limite del palo singolo sotto azioni orizzontali

Quando un palo è caricato da un'azione orizzontale in testa il profilo di forze di interazione, risultante dalla variazione di stato tensionale indotta nel terreno dall'avanzamento del palo, evolve fino al raggiungimento di una condizione limite, di collasso.

Nella porzione di terreno più superficiale, in corrispondenza della rottura, il terreno a tergo del palo tende a separarsi dallo stesso; di fronte al palo, si forma un cuneo di rottura, dunque il meccanismo di collasso è a blocco. A profondità maggiori, il terreno defluisce lateralmente al palo, e non vi è distacco a tergo. I due differenti meccanismi condizionano i valori di resistenza limite che il terreno può espletare sul palo; nella porzione superiore, la resistenza limite non è in grado di svilupparsi integralmente; nella zona inferiore, invece, raggiunge il valore massimo.

Questi due differenti meccanismi di rottura condizionano dunque la distribuzione con la profondità delle pressioni limite  $p_u$  che il terreno esercita sul palo.

#### *Terreni coesivi*

I valori di resistenza offerti da un mezzo coesivo all'avanzamento di un elemento rigido di forma generica sono stati calcolati da vari autori, ricorrendo alla teoria della plasticità; tali valori si riferiscono ad una condizione di regime che si ritiene verificarsi alle quote in cui il terreno defluisce lateralmente rispetto al palo. In generale, la resistenza limite per unità di lunghezza in un mezzo coesivo è fornita da:

$$P_u = p_u \cdot D = N \cdot c_u \cdot D \quad (2.29)$$

Broms (1964a) ha proposto una serie di valori del parametro  $N$  in funzione della scabrezza dell'elemento solido considerato (liscio o ruvido) e della sua forma. I valori di  $N$  variano da un minimo di 8.28 ad un massimo di 12.56. Per un palo liscio circolare, il valore di  $N$  desunto è pari a 9.14. Broms (1964a) suggerisce di adottare, indifferentemente dalla forma del palo e dalla sua

scabrezza,  $N = 9$ ; si tratta di una indicazione abbastanza conservativa, cui si fa ricorso sovente a fini progettuali.

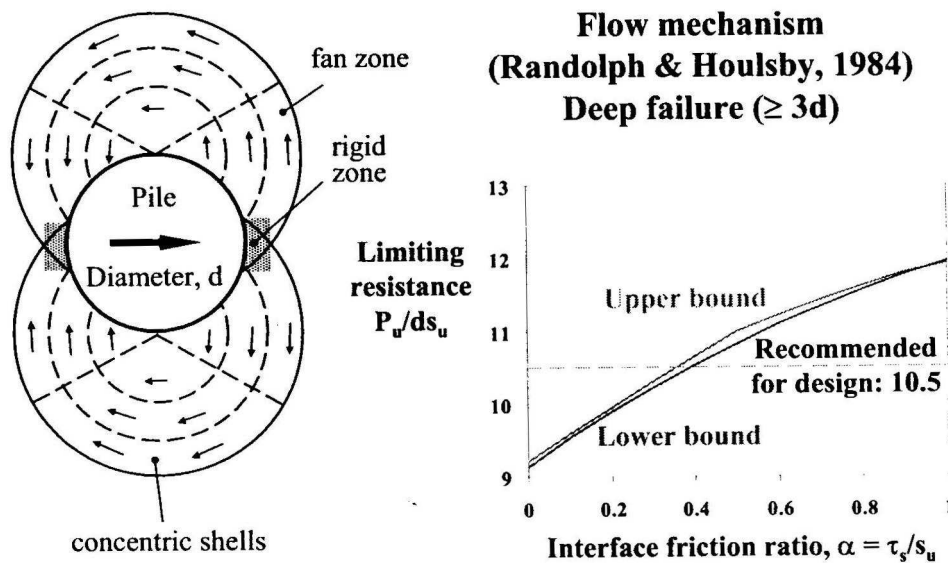


Figura 2.33. Meccanismo di rottura del terreno per profondità non inferiore ai 3 diametri: soluzioni ottenute con l'analisi limite da Randolph & Houlsby, 1984 (da Randolph, 2003).

Randolph & Houlsby (1984) hanno esaminato lo stesso tipo di problema, conducendo un'analisi su un modello di terreno rigido – plastico ed ottenendo dei valori limite inferiore e superiore della soluzione per un palo cilindrico, con differenti valori di scabrezza (figura 2.33). Il meccanismo di rottura adottato è costituito da due piccole zone rigide, immediatamente anteriori e posteriori al palo, e una zona a ventaglio di scorrimento concentrico del terreno. Gli autori calcolano un valore minimo di  $N$  pari a 9.14 (palo perfettamente liscio), ed un valore massimo di 11.94 (palo perfettamente scabro) e suggeriscono di adottare un valore medio pari a 10.5. Randolph (2003) afferma che l'adozione di un valore di  $N$  pari almeno a tale valore medio è giustificata dall'evidenza sperimentale disponibile riportata da Murff & Hamilton (1993). In prossimità della superficie, il meccanismo di rottura prevede la formazione di un cuneo di terreno di fronte al palo (con conseguente movimento del terreno verso l'alto), ed una separazione palo –



terreno a tergo (figura 2.34). Questo meccanismo fa sì che i valori di resistenza limite che il terreno può raggiungere siano minori rispetto a quelli manifestati a profondità maggiori, dove il meccanismo di rottura prevede, invece, uno scorrimento laterale lungo il fusto del palo.

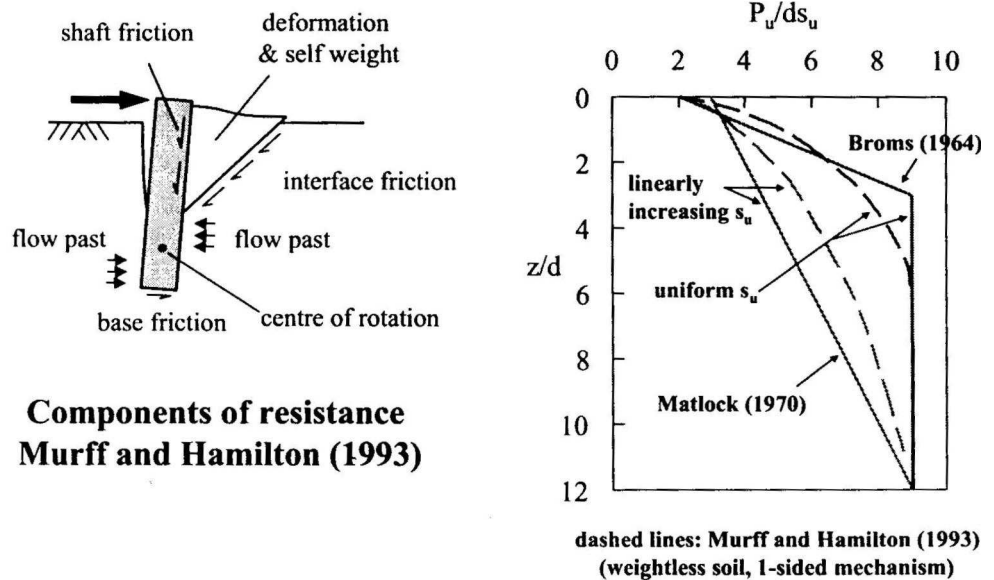


Figura 2.34. Meccanismo di rottura del terreno attorno ad un palo caricato orizzontalmente (da Randolph, 2003)

Broms (1964a) ha proposto, quale andamento tipico delle pressioni limite in corrispondenza dei primi diametri di profondità, una variazione da  $2 c_u$ , a piano campagna, ad  $8 - 12 c_u$  ad una profondità di circa 3 diametri. A questo andamento, ricavato in base ad informazioni di natura empirica, ha poi affiancato un andamento conservativo, utilizzabile a fini progettuali, in cui la reazione del terreno si assume nulla fino ad  $1.5 D$ , e pari a  $9 c_u$  a profondità maggiori. I valori di carico limite ottenuti con il profilo di resistenza consigliato da Broms (1964a) non sono stati posti a confronto, dall'autore, con nessun caso sperimentale.

Murff & Hamilton (1993) hanno ottenuto un limite superiore della soluzione per il meccanismo di rottura a cuneo che si verifica in superficie: la resistenza allo spostamento laterale e alla rotazione del palo è valutato in funzione della

dissipazione di energia dovuta a sei differenti contributi: 1) la deformazione del terreno all'interno del cuneo; 2) il lavoro compiuto dalla forza peso all'interno del cuneo che, nel muoversi verso l'alto, si deforma; 3) la resistenza a taglio lungo la superficie di contatto terreno – cuneo; 4) la resistenza a taglio lungo la superficie di contatto terreno – palo; 5) il flusso di terreno attorno al palo al di sotto della base del cuneo; 6) la resistenza a taglio del terreno sulla della base del palo. Le soluzioni offerte dagli autori costituiscono dei limiti superiori al problema analizzato, e sono riferiti ad un terreno privo di peso (il contributo numero 2 è considerato nullo). Stewart (1999) ha mostrato come il contributo in questione sia di scarsa influenza.

### Terreni incoerenti

A differenza di quanto accade per i terreni coesivi, la definizione del profilo di pressioni limite per terreni incoerenti verte essenzialmente su considerazioni derivanti dall'evidenza sperimentale. Una prima proposta nella definizione risale a Brinch – Hansen (1961). Per il caso generale di un terreno coesivo ed attritivo, alla generica profondità  $z$ :

$$p_u = K_q \cdot \sigma'_z + K_c \cdot c \quad (2.30)$$

Dove  $\sigma'_z$  e  $c$  definiscono, rispettivamente, lo stato tensionale verticale efficace e il valore di coesione assunti dal terreno alla quota considerata. I coefficienti  $K_q$  e  $K_c$  sono funzione dell'angolo d'attrito  $\phi$  (figura 2.35)

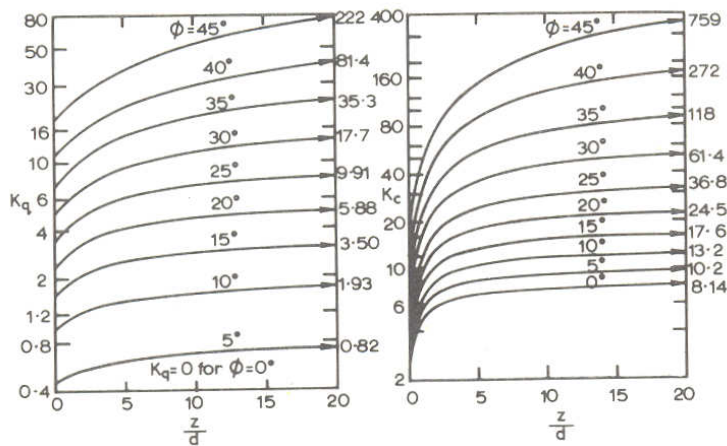


Figura 2.35. Andamenti dei parametri  $K_q$  e  $K_c$  di Brinch – Hansen, 1961 (da Poulos & Davis, 1980).

---

Broms (1964b), suggerisce l'espressione:

$$P_u = p_u \cdot D = 3K_p \cdot \sigma'_v \cdot D \quad (2.31)$$

$P_u$  è il valore di reazione limite per unità di lunghezza;  $D$  è il diametro o il lato del palo e  $K_p$  è il coefficiente di spinta passiva di Rankine. Tali valori di reazione ultima tendono a sottostimare il carico limite dei pali soggetti a carichi orizzontali di circa un terzo (Poulos & Davis, 1980); addirittura del 50% secondo le conclusioni tratte dallo stesso autore (Broms 1964b). La formula di Broms (1964b) è stata legittimata, dall'autore, confrontando i valori di carico limite ottenuti mediante la sua applicazione con quelli di 32 casi sperimentali, ottenuti da sette differenti autori. E' però da osservare che, di questi casi, ben 30 sono relativi a pali di piccole dimensioni (*poles*, con lunghezza non superiore a 1.5 m), uno è un gruppo di 8 pali ed uno solo è un palo di dimensioni ordinarie ( $L = 16,3$  m).

Reese et Al. (1974) hanno proposto un profilo di resistenza ultimo nel quale risultano esplicitamente distinti i valori di pressione limite offerti dal terreno nell'area in cui si manifesta la rottura a cuneo ( $p_u$  è proporzionale a  $K_p$ ) e l'area in cui il terreno defluisce lateralmente al palo ( $p_u$  è proporzionale a  $K_p^3$ ). Queste indicazioni sono state accolte dalle *Linee Guida dell'API* (American Petroleum Institute, 1993).

Un profilo intermedio tra i due precedentemente proposti suggerisce di considerare  $p_u$  proporzionale al quadrato del coefficiente di spinta passiva  $K_p$  (Barton, 1982). La reazione limite per unità di lunghezza è pari a:

$$P_u = p_u \cdot D = K_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot D \quad (2.32)$$

Nella maggior parte dei casi dei terreni naturali, incoerenti, risulta  $\varphi \geq 30^\circ$ , dunque  $K_p^2 \geq 3 K_p$ . Questa relazione è stata ottenuta conducendo delle prove in centrifuga su pali modello, strumentati con trasduttori di deformazioni per la misura dei momenti flettenti; le prove sono state condotte in sabbie dense uniformi, con angolo d'attrito  $\phi = 43^\circ$ . I valori di resistenza limite ottenuti da Barton (1982) sottostimano i valori misurati di resistenza limite, in media, del 6%. In figura 2.36 è riportato un confronto fra gli andamenti della reazione

limite per unità di lunghezza secondo le definizioni di Reese et Al (1974) e Barton (1982). Il confronto con i dati sperimentali (indicati con i punti neri) evidenzia come, fino ad una profondità di 1.0 – 1.5 D, la reazione limite per unità di lunghezza sia circa pari a:

$$P_u = K_p \cdot \sigma'_v \cdot D \quad (2.33)$$

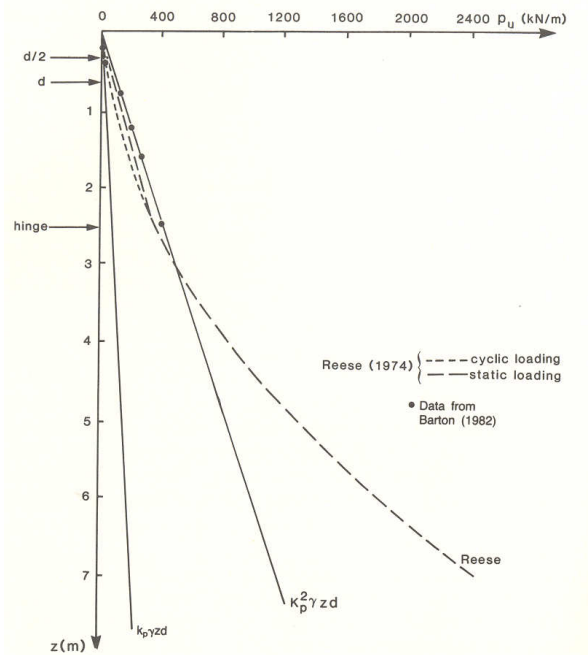


Figura 2.36. Confronto fra gli andamenti della reazione limite per unità di lunghezza proposti da Barton (1982) e Reese et al. (1974) (da Fleming et al., 1985).

Ulteriori andamenti della distribuzione della pressione limite in terreni incoerenti sono stati proposte da Jewell et Al.(1984), Jewell (1990), Meyerhof(1995), Prasad & Chari (1999). Ancora più recentemente, Zhang et AL. (2005). L'espressione dedotta da Prasad & Chari (1999), ancora una volta sulla base di dati sperimentali, consente di calcolare il valore di  $p_u$  direttamente a partire dall'angolo d'attrito  $\phi$ . Meyerhof (1995) definisce invece:

$$P_u = p_u \cdot D = N_q \cdot K_p \cdot \sigma'_v \cdot D \quad (2.34)$$

dove  $N_q$  è il fattore di capacità portante determinato per una fondazione nastriforme superficiale.

Un raffronto tra i valori di reazione limite per unità di lunghezza (opportunamente adimensionalizzati) ottenibili con i differenti metodi citati, al variare dell'angolo d'attrito, è riportato in figura 2.37. L'andamento della reazione limite (adimensionalizzata) con la profondità è invece riportata in figura 2.38 per due valori di angolo d'attrito.

I profili il cui andamento non è lineare con la profondità (Brinch-Hansen, 1961; Reese et Al., 1974 – API; Meyerhof, 1995) si propongono, in particolare, di considerare che in prossimità della superficie la resistenza limite del terreno è circa pari alla spinta passiva che si espleta su una struttura di sostegno. Questo effetto, tuttavia, è contenuto in un'area molto prossima alla superficie; di conseguenza una formulazione troppo complessa dell'andamento della resistenza limite con la profondità non è strettamente necessario (Randolph, 2003)

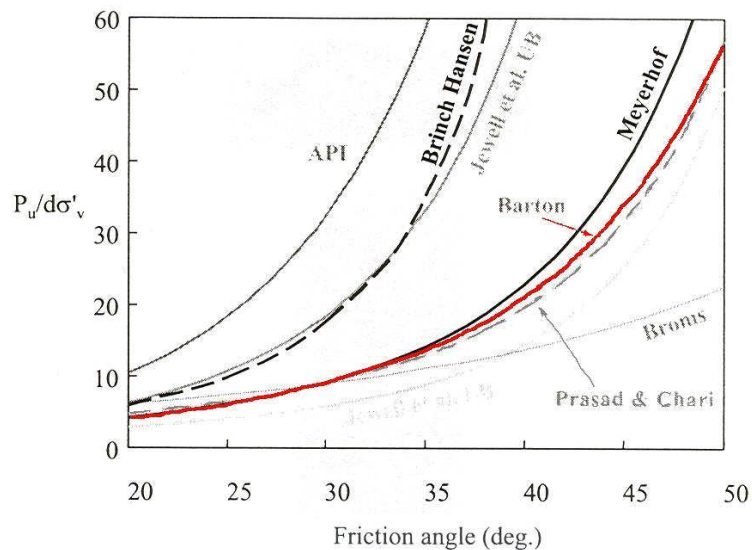


Figura 2.37. Reazione limite in terreni non coesivi (da Randolph, 2003)

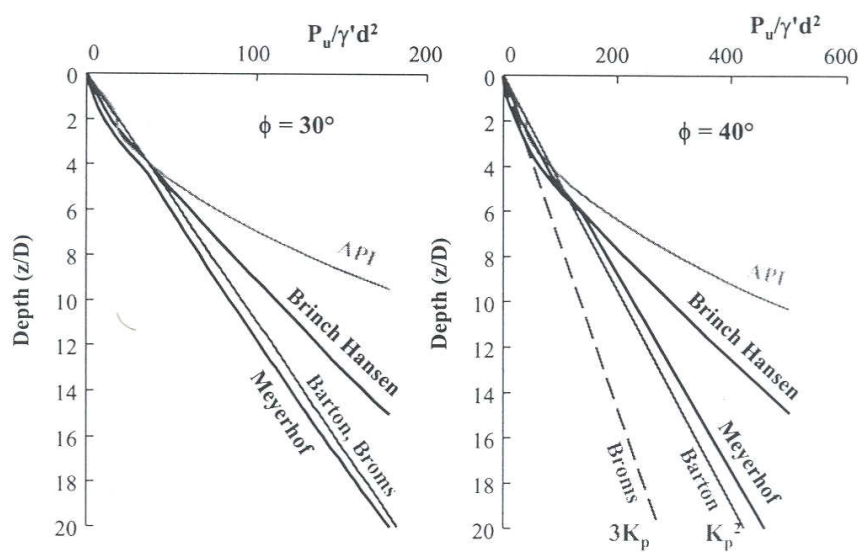


Figura 2.38. Variazione della reazione limite con la profondità, per  $\phi = 30^\circ$  e  $\phi = 40^\circ$  (da Randolph, 2003).

### 2.3.4 Rottura a blocco

In un gruppo di pali questa modalità di rottura si genera quando la resistenza a taglio del terreno compreso fra i pali è minore della resistenza limite del palo singolo isolato. Se si considera una coppia di pali, disposti ad interasse  $s$  e caricati orizzontalmente lungo la congiungente i propri baricentri (figura 2.39), la resistenza limite per unità di lunghezza del palo posteriore sarà fornita da:

$$P_u = 2 \cdot s \cdot \tau_s \quad (2.35)$$

dove  $\tau_s$  è l'attrito che si origina sulla parete di terreno compreso fra i due pali.

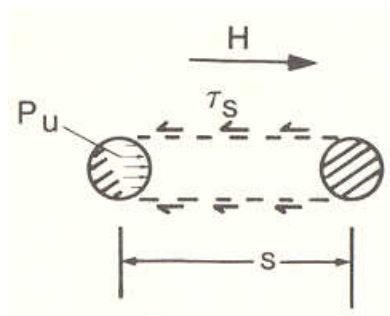


Figura 2.39. Rottura a blocco per una coppia di pali.

#### *Terreni incoerenti*

Per i terreni incoerenti, le tensioni tangenziali limite  $\tau_s$  agenti sulle pareti di terreno sono pari a:

$$\tau_s = K \sigma'_v \tan \phi \quad (2.36)$$

dove  $\sigma'_v$  sono le tensioni verticali efficaci alla quota considerata,  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno e  $K$  il coefficiente di spinta, compreso fra  $K_0$  e  $K_p$ . Il coefficiente  $K$  varia nello spazio compreso tra i due pali e non è agevole stabilire come assegnarne il valore. Fleming et Al. (1985) consigliano, in prima approssimazione, di assumere un valore unitario.

Tale valore di resistenza ultima  $P_u$  regola la risposta del terreno quando risulta essere minore del valore individuato in riferimento al palo singolo isolato.

#### *Terreni coesivi*

Per i terreni coesivi, le tensioni tangenziali limite  $\tau_s$  agenti sulla parete del blocco sono pari alla coesione non drenata  $c_u$ :

$$\tau_s = c_u \quad (2.37)$$

La resistenza limite per unità di lunghezza che un terreno coesivo esercita sul palo quando si verifica la rottura a blocco è fornita da:

$$P_u = 2 \cdot s \cdot c_u \quad (2.38)$$

---

## 2.4 COMPORTAMENTO DEI GRUPPI DI PALI SOTTO CARICHI ORIZZONTALI

### 2.4.1 generalità

Nel precedente paragrafo 2.1 sono stati descritti i tipici comportamenti che caratterizzano la risposta di un palo singolo soggetto ad azioni orizzontali. Nei casi reali i pali costituiscono dei gruppi, essi sono collegati tra loro da strutture di collegamento quali piastre, plinti o travi di fondazione. Il comportamento di un palo all'interno di un gruppo differisce da quello di un palo singolo ed isolato. I principali fattori che influenzano la risposta di un gruppo di pali, e di ciascun singolo palo all'interno del gruppo, sono i seguenti:

- a) interazione reciproca palo – terreno – palo;
- b) interazione struttura di collegamento – terreno;
- c) caratteristiche di rigidità della struttura di collegamento.
- d) condizione di vincolo imposta dalla connessione palo-struttura di collegamento.

a) L'interazione palo – terreno – palo è condizionata da effetti meccanici ed effetti dovuti all'installazione dei pali (O'Neill, 1983). Gli effetti meccanici consistono nell'alterazione del campo di deformazione e delle regioni di rottura a causa della simultanea applicazione del carico su pali disposti ad interasse ridotto; gli effetti legati all'installazione consistono nell'alterazione dello stato tensionale, delle caratteristiche fisiche e delle proprietà indice del terreno a causa della installazione dei pali (Huang, 2001). In particolare, se la tecnologia di realizzazione prevede l'inserimento dei pali con procedure a spostamento di terreno (pali *battuti*), detta alterazione risulta in un miglioramento, rispetto alla condizione indisturbata, delle proprietà meccaniche del terreno che resiste alle file interne al gruppo, che ricadono in un'area più condizionata dalle modifiche; i pali delle file esterne, ed in particolare quelli della fila frontale, invece, continuano a *spingere* in un terreno con caratteristiche analoghe a quelle del terreno indisturbato. Per quantificare le modifiche indotte dal processo di realizzazione tecnologica dei pali del gruppo sulle proprietà del terreno sarebbe auspicabile eseguire delle prove in sito prima e dopo la disposizione dei pali, all'interno dell'area della



---

palificata (Ochoa & O'Neill, 1989; Ruesta & Townsend, 1997; Huang et Al.2001; Rollins et Al., 2005a).

*b)* La risposta del gruppo di pali è condizionata, inoltre, dall'evenienza che la piastra sia o meno a contatto del terreno. Nella prima situazione, difatti, la piastra di fondazione è in grado di assorbire un'aliquota del carico orizzontale, grazie alle tensioni tangenziali che si sviluppano alla base e lungo i bordi, e alla resistenza passiva esercitata dal terreno sulla porzione di piastra immersa. Tale aliquota è, sovente, tutt'altro che trascurabile; i valori di carico sopportati dalla piastra possono essere pari a quelli sopportabili dal gruppo di pali. Conseguentemente, gli spostamenti della testa dei pali ed i momenti flettenti che si generano su di essi, valutati trascurando il contributo della piastra, possono sovrastimare i valori effettivi anche del 100% (Mokwa, 1999). Alcuni contributi in questo senso sono molto recenti (Mokwa & Duncan, 2001; Borel, 2002; Rollins & Sparks, 2002; Small & Zhang, 2000, 2002; Horikoshi et Al., 2003). Il contributo della piastra dipende, ad ogni modo, dalle caratteristiche di rigidezza e resistenza del terreno posto di fronte alla piastra e dalla profondità di immersione della stessa (Mokwa & Duncan, 2001); meno significativo è il contributo dovuto all'attrito piastra – terreno.

*c)* La condizione di vincolo nella sezione di raccordo tra la struttura di collegamento e la testa del palo, riconducibile teoricamente ad un incastro, nei casi pratici spesso si rivela non essere tale (Ng et Al., 2001; Huang et Al., 2001). In questo caso, la presenza di un vincolo in testa al palo diverso da quello di un incastro perfetto può indurre una sottostima degli spostamenti della testa dei pali ed un'errata valutazione del valore e della localizzazione del momento massimo agente sul palo (Mokwa & Duncan, 2003).

*d)* La rigidezza della struttura di collegamento, caricata nel proprio piano, risulta notevolmente superiore a quella tagliente e flessionale dei pali, che si oppongono a spostamenti aventi direzione ortogonale al proprio asse. Le prove di carico condotte su gruppi di pali pubblicate in letteratura inducono a ritenere che essa sia assimilabile ad un elemento infinitamente rigido: gli spostamenti delle teste dei pali sono uguali tra loro mentre la distribuzione del carico esterno tra i pali risulta eterogenea.

---

Stante la difficoltà, per questioni economiche e tecnologiche, nel realizzare prove di carico su palificate di dimensioni notevoli, e a strumentarle opportunamente a fini di ricerca, la casistica della sperimentazione sui gruppi di pali in vera grandezza (Manoliu et Al., 1977; Ruesta & Townsend, 1997; Huang et Al., 2001; Ng et Al., 2001) non è estremamente ampia né, soprattutto, comprende casi in cui i pali siano molto numerosi. Gruppi di dimensioni leggermente maggiori sono stati sottoposti a prova con l'ausilio della centrifuga (McVay et A., 1995, 1998; Remaud et Al., 1998; Ilyas et Al., 2004)

#### **2.4.2 Interazione palo – terreno - palo**

In riferimento a gruppi di pali in vera grandezza, la sperimentazione condotta da diversi autori riguarda prevalentemente gruppi i cui pali sono liberi di ruotare in testa e connessi da una struttura di collegamento infinitamente rigida non a contatto con il terreno. Rollins et Al. (2006) riportano un elenco di tali prove di carico in cui è effettuata una misura della ripartizione del carico tra i pali (Meimon et Al., 1986; Brown et Al., 1987, 1988; Rollins et Al., 1998; Ruesta & Townsend, 1997; Rollins et Al., 2006).

I risultati sperimentali evidenziano che la risposta del singolo palo all'interno del gruppo è condizionata:

- dalla fila di appartenenza (effetto ombra o *shadowing* );
- dalla posizione all'interno della singola fila (effetto di bordo).

Il primo dei due fenomeni assume rilevanza maggiore.

La prima fila nella direzione di avanzamento del gruppo *spinge* nel terreno indisturbato; una qualsiasi delle file successive alla prima *spinge* in un terreno *alterato* dall'avanzamento dei pali antistanti che, muovendosi in avanti, inducono una riduzione nello stato tensionale del terreno (figura 2.40).

I pali appartenenti alla prima fila del gruppo tendono conseguentemente a manifestare un comportamento analogo a quello del palo singolo: a parità di spostamento, il carico medio dei pali di una prima fila ed il carico agente su un palo singolo sono (quasi) uguali. Le curve carico – cedimento riferite alle

file successive, invece, sono significativamente più cedevoli; in genere, la seconda fila risulta più cedevole della prima (ma, ad esempio, Ruesta & Townsend, 1997 è un'eccezione), la terza della seconda (ma, ad esempio, Rollins et Al., 1998 è un'eccezione), la quarta della terza. Dalla quarta fila in poi, tuttavia, non si registra un'ulteriore perdita di resistenza (McVay et Al., 1998; Rollins et Al., 2005b). La distribuzione dei carichi tra le file di un gruppo non è costante al variare dello spostamento, ma tende a divenirlo per spostamenti relativi abbastanza ridotti pari a circa  $0,02D$  (figura 2.41); Rollins et Al.(1998), in base ai propri dati, propongono un valore pari a  $0.04D$ .

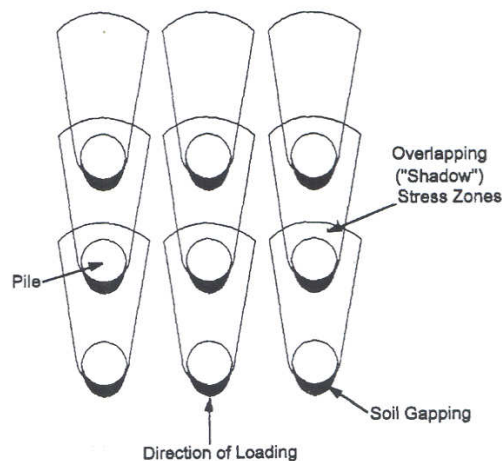


Figura 2.40. Rappresentazione schematica della sovrapposizione delle aree di resistenza del terreno in un gruppo soggetto ad azioni orizzontali (da Rollins et al., 1998).

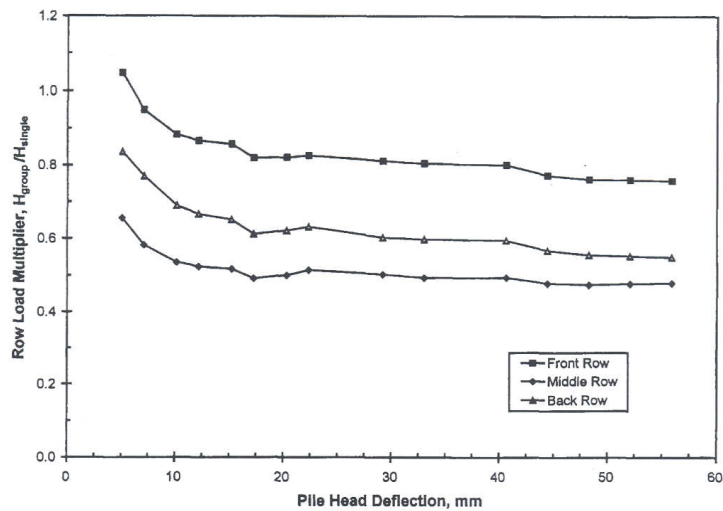


Figura 2.41. Rapporto fra il carico (medio) agente sui pali delle tre file di un gruppo 3x3 e il corrispondente carico agente su un palo singolo, al variare dello spostamento in testa (da Rollins et al., 1998).

L'insorgere di una disomogeneità nella distribuzione dei carichi tra pali appartenenti alla stessa fila è identificato come *effetto di bordo*. Dal punto di vista fisico, il fenomeno è generato dalla progressiva sovrapposizione delle aree di resistenza a taglio del terreno. La resistenza del terreno alla spinta dei pali si esplica, difatti, mediante l'insorgere di cunei di resistenza di fronte al palo. Al crescere delle forze esterne, il volume dei cunei cresce e, se i pali sono ad interasse sufficientemente ridotto, si sovrappone con quello dei pali adiacenti (figura 2.42). Tale effetto è più marcato per i pali interni della fila che per quelli esterni, di spigolo; per tale motivo, essi assorbono un'aliquota di carico minore.

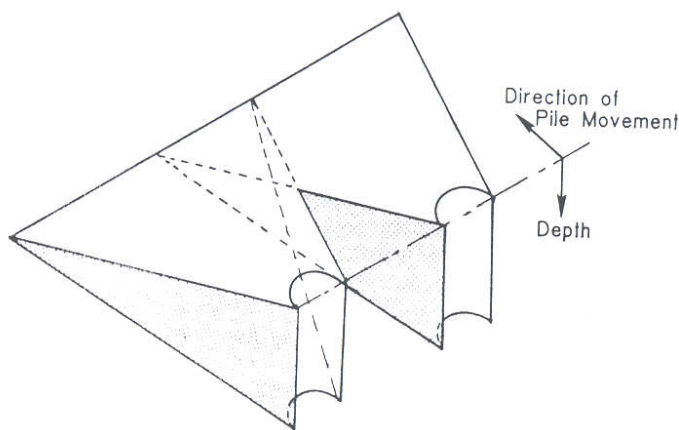


Figura 2.42.  
Sovrapposizione delle aree di resistenza a taglio del terreno per pali disposti in una fila (da Brown et al., 1988)

Molti degli autori che hanno condotto sperimentazioni sui gruppi di pali ritengono verosimile assumere che la ripartizione dei carichi tra i pali appartenenti alla stessa fila sia sostanzialmente omogenea (Brown et Al., 1988; Rollins et Al., 2005b). Nei casi in cui la distribuzione dei carichi tra i pali di una stessa fila è riportata, tuttavia (Baguelin et Al., 1985; Ilyas et Al., 2004; Rollins et Al., 2005a), non sempre la differente aliquota di carico assorbita dai pali di spigolo e da quelli centrali appare trascurabile (figura 2.43). La disuguale ripartizione dovuta all'effetto di bordo è meno significativa di quella dovuta all'effetto ombra; tuttavia, non pare del tutto trascurabile. La ripartizione dei carichi tra i pali della fila si mantiene sostanzialmente costante al variare degli spostamenti.

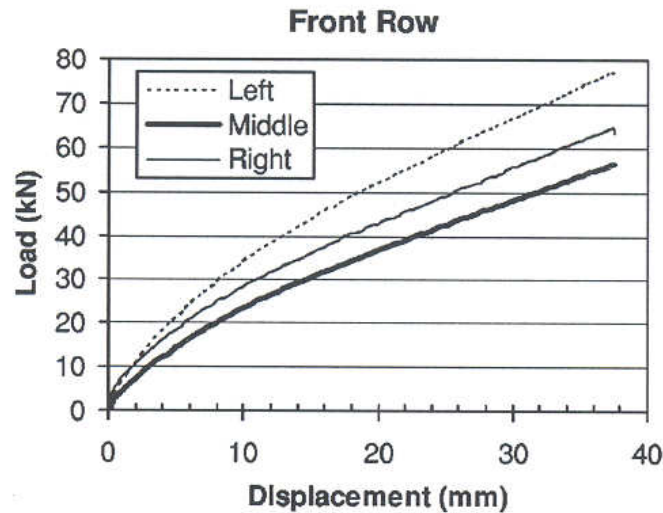


Figura 2.43. Curve carichi – spostamenti per i tre pali della prima fila di un gruppo 3x3 (da Rollins et al., 2005a)

La differente distribuzione delle forze in testa ai pali del gruppo, e la differente capacità del terreno di offrire resistenza agli spostamenti orizzontali dei pali in ragione della fila di appartenenza degli stessi, generano a loro volta un differente andamento dei momenti flettenti nei pali del gruppo.

A parità di spostamento i pali delle file successive alla prima assorbono un'aliquota inferiore del carico esterno e presentano pertanto valori di momento flettente minori rispetto ai pali della prima fila (figura 2.44).

Il profilo dei momenti di un palo di una fila frontale è analogo a quello di un palo singolo (Brown et Al., 1988; figura 2.45.b). Se il valore del momento flettente agente sul palo delle diverse file viene normalizzato rispetto al valore del carico agente in testa si osserva come i maggiori momenti normalizzati insorgano proprio nei pali delle file posteriori (Brown et Al., 1988; Rollins et Al., 2005a; figura 2.45.a). Ciò è conseguenza del fatto che tali pali interagiscono con un terreno che, condizionato dalla presenza degli altri pali del gruppo e quindi dallo *shadowing*, presenta resistenze minori alle sollecitazioni orizzontali rispetto alla sua condizione indisturbata. Poiché le aree del terreno più condizionate da questa interazione sono quelle in prossimità del piano campagna, i valori massimi dei momenti flettenti per le file successive alla prima si attingono a quote via via più profonde (Brown et Al., 1987; figura 2.45a).

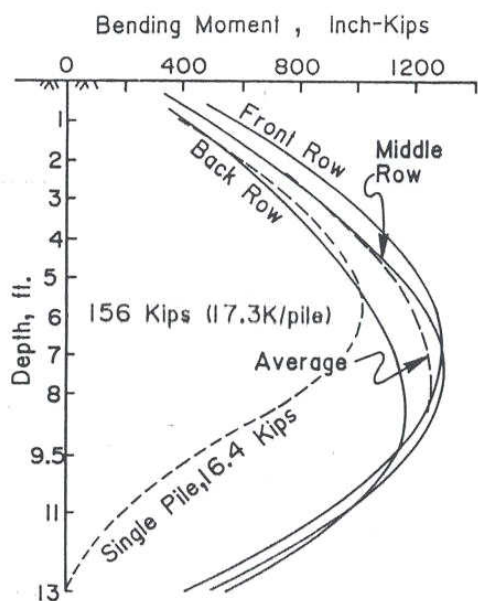


Figura 2.44. Profilo dei momenti flettenti medi per i pali delle tre file di un gruppo 3x3 (da Brown et al., 1987).

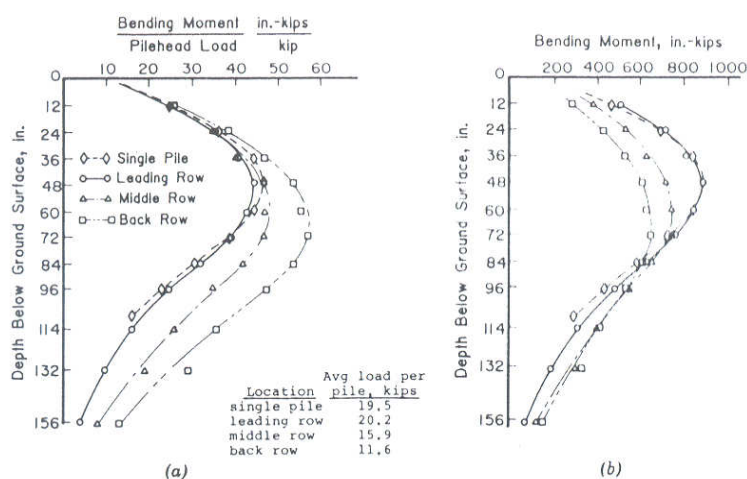


Figura 2.45. Profilo dei momenti flettenti per un palo singolo e per i pali delle tre file di un gruppo 3x3, normalizzati rispetto al taglio agente in testa (a) e in valori assoluti (b) (da Brown et al., 1988).

---

I fenomeni di interazione reciproca palo – terreno – palo determinano, complessivamente, una diminuzione della rigidezza del sistema. In generale, a parità di carico medio per palo, lo spostamento in testa del gruppo di pali è maggiore dello spostamento di un palo isolato; allo stesso modo, a parità di spostamento in testa, il carico sopportato dal palo isolato è superiore al carico medio sopportato dal palo del gruppo.

Quantitativamente, l'intensità dell'interazione viene rappresentata definendo l'*efficienza*  $\eta$  di un gruppo di  $m$  pali; tale parametro indica il rapporto, a parità di spostamento in testa, tra il carico medio  $H_g/m$  agente su un palo del gruppo ( $H_g$  è il carico totale agente sul gruppo) ed il carico  $H_s$  agente su un palo singolo ed isolato, identico per caratteristiche a quelli del gruppo:

$$\eta = \frac{H_g}{m \cdot H_s} \quad (2.39)$$

I fenomeni di interazione divengono più rilevanti quanto più l'interasse tra i pali del gruppo è ridotto. Le evidenze sperimentali mostrano come gli effetti di interazione si attenuino notevolmente ad interassi di 5D (McVay et Al., 1995) e possano ritenersi nulli per interassi superiori a 6D (Coxe et Al., 1984) ( $D$  = diametro del palo). In tal caso, ciascun palo del gruppo si comporta alla stregua del palo singolo.

L'efficienza di un gruppo di pali varia all'aumentare degli spostamenti. La rigidezza iniziale del gruppo e quella del palo singolo sono pressoché uguali (Kotthaus & Jessberger, 1994; Brown et Al., 1987; Ruesta & Townsend, 1997; figura 2.46); ne consegue che per bassi valori di spostamento, l'efficienza si possa assumere pressoché unitaria. Al crescere del carico, i fenomeni di interazione aumentano e l'efficienza manifesta un andamento decrescente, fino al raggiungimento di un valore costante in corrispondenza di spostamenti sufficientemente grandi.

Le figure 2.47, 2.48 2.49 sono tratte da Landi (2005). In figura 2.47 è riportato l'andamento dell'efficienza al variare degli spostamenti relativi in testa per alcuni casi di letteratura in riferimento a prove condotte su pali reali.

Gli andamenti sono qualitativamente simili tra loro, ed evidenziano la progressiva crescita dei fenomeni di interazione al crescere dello spostamento

relativo. L'unica eccezione è costituita dai risultati della prova di Ruesta & Townsend (1997, gruppo 4x4), probabilmente a causa degli elevati valori di carico registrati sui pali della seconda fila del gruppo a causa del miglioramento delle proprietà meccaniche dei terreni (paragrafo 6.1.2).

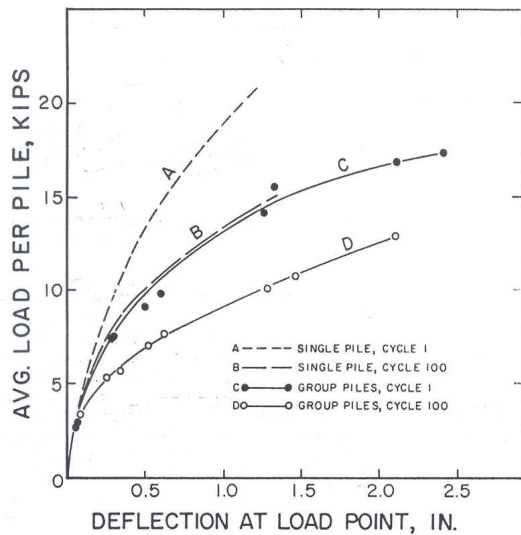


Figura 2.46. Curva carichi (medi per palo) – spostamenti per un palo singolo ed un gruppo 3x3: la rigidezza iniziale è uguale (da Brown et al., 1987).

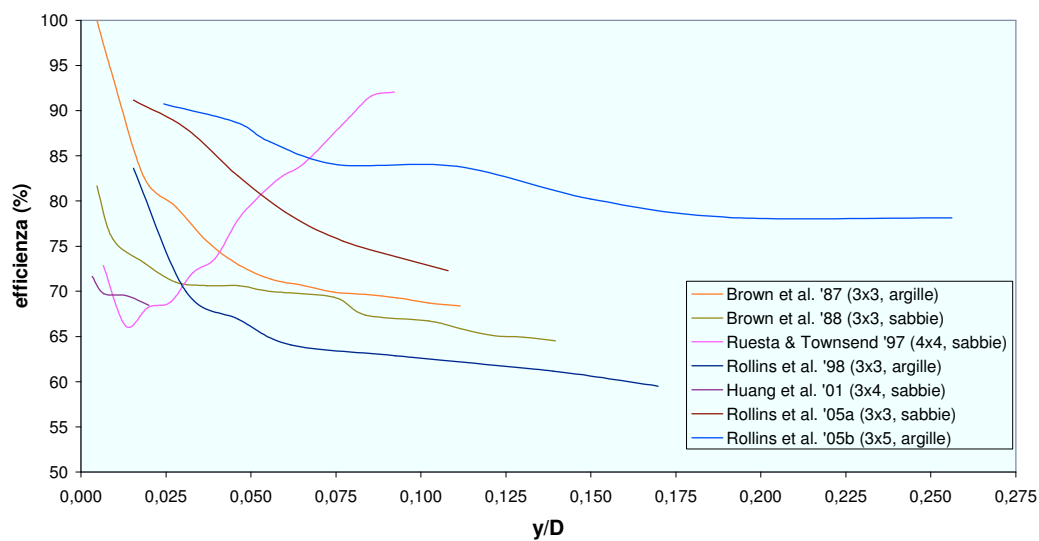


Figura 2.47. Andamento sperimentale dell'efficienza al variare degli spostamenti relativi in testa: gruppi di pali in vera grandezza.



L'interesse tra le file dei gruppi è pari a 3D, esclusi i casi di Rollins et Al. (2005a) e Rollins et Al. (2005b) in cui esso è pari, rispettivamente, a 3.3D e 3.92D. In figura 2.48 l'andamento dell'efficienza riportato si riferisce ai risultati ottenuti mediante la realizzazione di prove in centrifuga. L'interesse di riferimento, ove non altrimenti indicato, è pari a 3D.

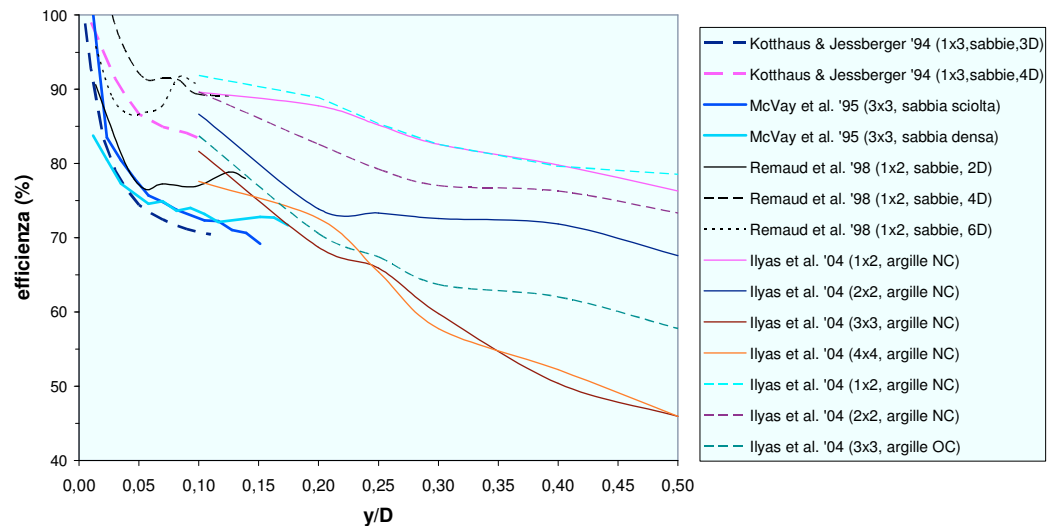


Figura 2.48. Andamento sperimentale dell'efficienza al variare degli spostamenti relativi in testa: gruppi di pali in centrifuga (testa libera di ruotare).

In figura 2.49 si riportano i valori di efficienza relativi alle esperienze in centrifuga di McVay et Al. (1998, interesse 3D). In questo caso, a differenza dei precedenti, il vincolo in testa ai pali del gruppo è un incastro. I valori di carico assorbiti dal gruppo sono rapportati a quelli del palo singolo, il quale è stato sottoposto a prova con la testa libera di ruotare. L'efficienza ottenuta è significativamente superiore all'unità il suo andamento rimane decrescente.

L'efficienza di un gruppo decresce dunque inizialmente; essa tende tuttavia a raggiungere un valore costante in corrispondenza di spostamenti sufficientemente elevati; McVay et Al. (1998) individuano, in base ai risultati delle proprie prove, in  $0.06D$  lo spostamento necessario al raggiungimento di tale valore. Kotthaus & Jessberger (1994) ritengono sia necessario uno spostamento di  $0.1D$ . Scott (1995) propone, invece, di introdurre uno spostamento di riferimento, in corrispondenza del quale valutare il parametro

$\eta$ , indipendentemente dal fatto che questo costituisca il valore di raggiungimento dell'asintoto. Il valore di spostamento proposto dall'autore è  $1/50$  del diametro ( $0.02D$ ), ritenendo che questo corrisponda, indicativamente, allo spostamento riconducibile ad un carico di esercizio.

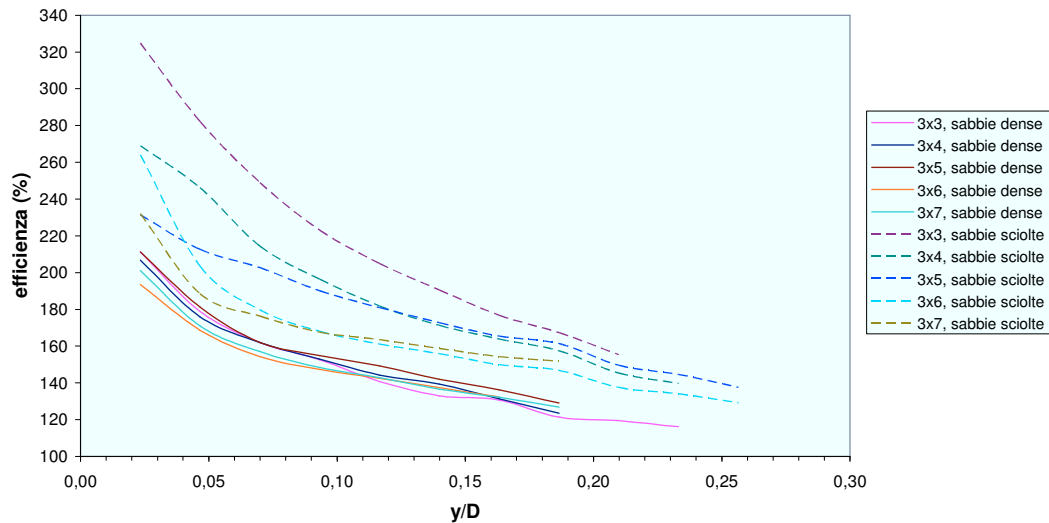


Figura 2.49. Andamento sperimentale dell'efficienza al variare degli spostamenti relativi in testa: gruppi di pali in centrifuga con testa impedita di ruotare (McVay et al., 1998).

In figura 2.50 è riportato l'andamento dell'efficienza al variare degli spostamenti relativi in testa per alcuni casi di letteratura in riferimento a prove condotte su pali reali per i quali la condizione di vincolo in testa è costituita da un incastro. L'interasse tra le file dei gruppi è pari a  $3D$  oppure a  $6D$ . Gli andamenti sono qualitativamente simili tra loro, ed evidenziano la progressiva crescita dei fenomeni di interazione al crescere dello spostamento relativo così come osservato in precedenza. Ancora una volta si può osservare come l'efficienza tenda a raggiungere un valore costante. Tale valore è meno elevato e viene raggiunto in corrispondenza di spostamenti relativi minori nel caso in cui l'interasse relativo tra i pali sia pari a  $3D$ ; il caso riportato da Ruesta & Townsend (1997) costituisce un'eccezione. Per entrambi i valori di interasse relativo considerati, il valore costante di efficienza è minore e viene raggiunto in corrispondenza di spostamenti relativi minori dei corrispondenti valori ottenuti da McVay et Al.(1998) mediante esperienze in centrifuga su gruppi di pali incastrati. Nel caso di gruppi di pali reali tale effetto è

determinato dall'evoluzione della condizione di vincolo in testa all'aumentare del livello di carico (figura 2.51, da Ng et Al.(2001))

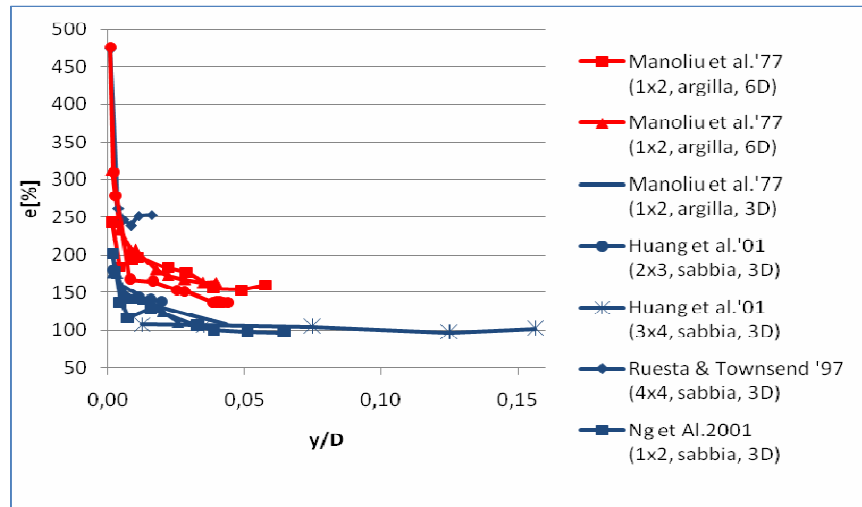


Figura 2.50. Andamento sperimentale dell'efficienza al variare degli spostamenti relativi in testa: gruppi di pali in centrifuga con testa impedita di ruotare (McVay et al., 1998).

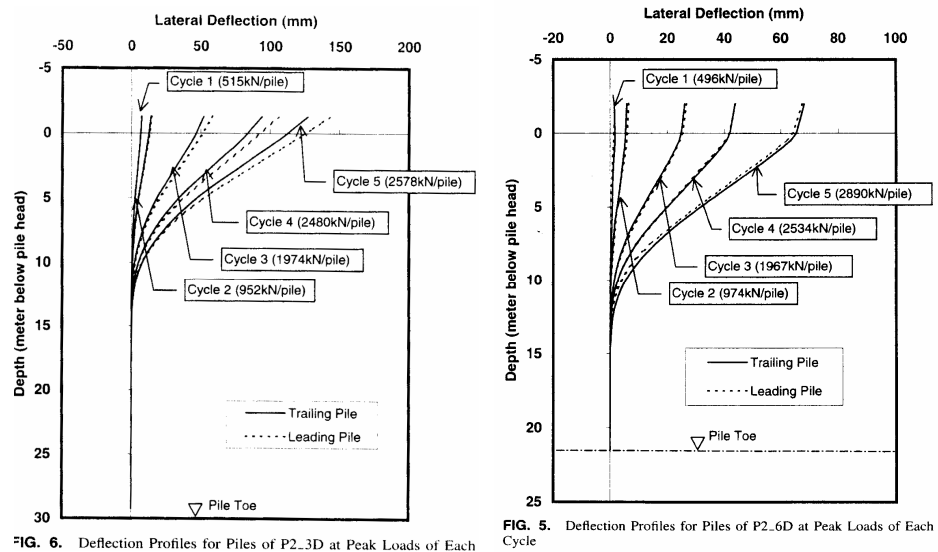


FIG. 6. Deflection Profiles for Piles of P2.3D at Peak Loads of Each Cycle

FIG. 5. Deflection Profiles for Piles of P2.6D at Peak Loads of Each Cycle

Figura 2.51. Evoluzione della condizione di vincolo in testa (Ng et al., 2001).

### Capitolo 3

## Modellazione; il codice di calcolo STHOP

### 3.1 GENERALITÀ

I modelli dedicati all'analisi del comportamento di pali singoli o in gruppo soggetti ad azioni orizzontali sono riconducibili a tre categorie:

- modelli che schematizzano il terreno come una serie di molle indipendenti (modelli alla Winkler);
- modelli basati sulla schematizzazione del terreno come un continuo elastico, risolti con metodi agli elementi di contorno (BEM, *Boundary Element Method*) o con metodi agli elementi finiti (FEM, *Finite Element Method*);
- modelli basati sulla schematizzazione del terreno come un continuo deformabile (elasto – plastico), risolti con metodi agli elementi finiti (FEM, *Finite Element Method*).

I modelli basati sulla schematizzazione alla Winkler caratterizzano il terreno come una serie di molle mutuamente indipendenti: lo spostamento in un punto dipende esclusivamente dall'entità della forza agente nel punto stesso. Tali metodi, denominati anche metodi alle curve  $p - y$ , sono i più diffusi ed utilizzati; questi consentono, infatti, di caratterizzare in modo semplice la non linearità della risposta, la variazione della rigidezza del

---

terreno con la profondità, la stratificazione (Poulos & Davis, 1980). I parametri che caratterizzano la risposta del terreno (il modulo di reazione  $k$ , rappresentativo della rigidezza delle molle) sono determinati sulla base di un cospicuo numero di osservazioni sperimentali. L'impossibilità di modellare la continuità del terreno costituisce il maggiore limite di tale approccio.

I modelli del continuo elastico caratterizzano il terreno come un semispazio elastico, le cui proprietà meccaniche sono definite dalle grandezze  $E_s$  (modulo di Young) e  $\nu$  (coefficiente di Poisson). Rispetto all'approccio con i modelli alla Winkler, il terreno è rappresentato come un mezzo continuo. Tale proprietà si dimostra particolarmente utile quando lo studio viene esteso al gruppo di pali; in tal caso il modello consente di rappresentare gli effetti di interazione reciproca palo – terreno – palo. Per contro, la necessità di modellare terreni con stratificazioni o terreni con caratteristiche di rigidezza non omogenee impone l'introduzione di approssimazioni numeriche. Opportune modifiche del modello di semispazio elastico, inoltre, consentono di rappresentare la non linearità della risposta del terreno.

I modelli del continuo elastico presentati in questo Capitolo sono risolti con il *metodo agli elementi di contorno* (BEM: *Boundary Element Method*); adottando tale metodo, per lo studio del sistema palo – terreno è sufficiente discretizzare le sole superfici di interfaccia degli elementi presenti. Ne consegue un minore onere computazionale rispetto al metodo risolutivo agli elementi finiti (FEM: *Finite Element Method*), per il quale è necessario, invece, procedere alla discretizzazione dell'intero volume del dominio in studio.

L'impiego del metodo agli elementi di contorno nella risoluzione numerica del problema in studio prevede la suddivisione della superficie di interfaccia tra il palo e il semispazio elastico in un numero di elementi (*conci*) ritenuto opportuno a descrivere il problema con una accettabile approssimazione; imponendo la congruenza degli spostamenti dei *conci* del palo con gli spostamenti del terreno, nel rispetto delle condizioni al contorno, si ottiene il sistema di equazioni risolutivo. Il palo viene modellato come una trave elastica semplicemente inflessa le cui proprietà meccaniche sono definite dalla grandezza  $E_p I_p$  (rigidezza flessionale). Per valutare gli spostamenti del terreno

---

è necessario disporre di una funzione di Green, la cui validità è definita all'interno del dominio considerato. La funzione sovente utilizzata nello studio dei problemi di interazione palo – terreno è l'equazione di Mindlin (1936; paragrafo 3.2.5). Questa funzione, che definisce lo spostamento in un punto di un semispazio elastico per effetto di una forza puntuale agente all'interno del semispazio stesso, va integrata in maniera opportuna sulla superficie del palo. In ragione di tale procedura, i metodi risolutivi BEM applicati a modelli del continuo elastico sono definiti *metodi dell'equazione integrale*. Le prime analisi nelle quali il terreno viene assimilato ad un mezzo elastico risalgono a Douglas & Davis (1964) e a Spillers & Stoll (1964). Gli studi parametrici successivi più significativi, afferenti al comportamento del palo singolo, sono ascrivibili a Poulos (1971a, 1972, 1973a) e Poulos & Davis (1980); Banerjee & Davies (1978); Dente & Gullà (1983); El Sharnouby & Novak (1985, 1986); Davies & Budhu (1986) e Budhu & Davies (1987, 1988).

Lo studio della risposta del gruppo di pali alle azioni orizzontali con un metodo agli elementi di contorno integrale è conseguibile estendendo il medesimo approccio metodologico utilizzato per lo studio del palo singolo. In tal caso viene suddivisa in un numero opportuno di *conci* la superficie di interfaccia tra ciascuno dei pali del gruppo e il semispazio elastico; il sistema di equazioni risolutivo è ottenuto imponendo la congruenza degli spostamenti dei *conci* dei pali con gli spostamenti del terreno. Alle equazioni di congruenza si aggiungono le equazioni di equilibrio del gruppo nel suo complesso e dei singoli pali che lo costituiscono. L'integrazione dell'equazione di Mindlin (1936) consente di ottenere una matrice di flessibilità del terreno pienamente popolata; in tal modo ciascun carico agente su un generico elemento dell' $i$  – esimo palo produce un effetto su un elemento del palo  $j$  – esimo, rendendo riproducibile analiticamente la (reale) continuità del terreno.

Limitando le considerazioni ad una coppia di pali identici, identicamente caricati in direzione orizzontale, si osserva come questi subiscano, per effetto della presenza del palo adiacente, uno spostamento in testa (o una rotazione) maggiori dello spostamento (o della rotazione) che il palo avrebbe presentato

---

se soggetto allo stesso carico ma in condizioni isolate. Ciò consente di definire dei *coefficienti di interazione* relativi ad una coppia di pali caricati orizzontalmente (Poulos, 1971b). Più precisamente, in riferimento allo spostamento:

$$\alpha_u = \frac{\text{spostamento addizionale dovuto al palo adiacente}}{\text{spostamento del palo dovuto al carico agente su sè stesso}}$$

e in riferimento alla rotazione:

$$\alpha_\theta = \frac{\text{rotazione addizionale dovuta al palo adiacente}}{\text{rotazione del palo dovuta al carico agente su sè stesso}}$$

Gli studi parametrici realizzati con i modelli del continuo elastico su una coppia di pali sono finalizzati al calcolo di tali coefficienti di interazione e all'influenza che hanno su di essi i diversi schemi geometrici e i diversi valori delle variabili meccaniche del sistema. Determinati i coefficienti di interazione, si ritiene che il comportamento del generico gruppo costituito da  $n$  pali possa essere ottenuto mediante sovrapposizione degli effetti di interazione (Poulos, 1971b).

Poulos(1971b) e Poulos & Davis (1980) ed El Sharnouby & Novak (1985, 1986) hanno esteso gli studi parametrici realizzati sul singolo palo alla coppia di pali e, quindi, al gruppo di pali, mediante il metodo dei coefficienti di interazione o mediante modellazioni agli elementi di contorno integrali.

L'analisi elastica mostra come, nei pressi della testa del palo, le pressioni indotte sul terreno siano molto elevate anche per valori di sollecitazione relativamente bassi. E' ragionevole ritenere, quindi, che si verifichi uno scorrimento relativo all'interfaccia palo – terreno quando su quest'ultimo si raggiungano determinati valori di sollecitazione. Poulos (1971a; 1973a) ha formulato una modalità di analisi che consente di modellare questo fenomeno, secondo una procedura analoga a quella approntata da Poulos & Davis (1968) per pali caricati assialmente e da Spillers & Stoll (1964) per pali sotto azioni orizzontali. Le condizioni puramente elastiche del sistema permangono tali fintantoché lo stato di sollecitazione indotto nel terreno, in corrispondenza di

---

ogni *concio*, non superi un valore di soglia  $p_u$ . Raggiunto tale valore, in corrispondenza di uno qualsiasi di essi, si ammette che in quel punto possa indursi uno scorrimento relativo rimuovendo l'ipotesi di congruenza degli spostamenti. Dal punto di vista matematico, questa ipotesi comporta l'eliminazione, dal sistema globale, dell'equazione di congruenza corrispondente al concio *plasticizzato* e la reazione del terreno è ritenuta nota e non più variabile, pari a  $p_u$ . I successivi incrementi dei carichi esterni agenti sul palo sono assorbiti solamente dai *conci* che permangono in condizioni di elasticità; tali incrementi continuano ad essere valutati secondo la teoria dell'elasticità. In questo modo, complessivamente, si forza il modello, basato su uno schema puramente elastico, a condurre un'analisi di tipo elastico – perfettamente plastica. Tale procedura viene reiterata, e la progressiva *plasticizzazione* dei concii consente nel suo complesso di ottenere una soluzione non lineare. Questo procedimento non comporta errori notevoli finché gli elementi che hanno subito scorrimento non sono molti; quando ci si avvicina alle condizioni limite di rottura, invece, può risultare inadeguato (Poulos & Davis, 1980).

Le ipotesi di modellazione descritte in precedenza sono alla base del codice di calcolo messo a punto presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (DIG) di Napoli da Landi (2005). Tale codice di calcolo, denominato NAPHOL (*Non-linear Analysis of Piles under HOrizontal Load*) consente di condurre un'analisi statica non lineare di tipo incrementale adottando la procedura descritta in precedenza nella modellazione dei fenomeni di scorrimento relativo che avvengono in corrispondenza del *concio* di un palo nel momento in cui si superi il corrispondente valore di soglia  $p_u$ . Gli incrementi dei carichi esterni, assorbiti dai *conci* che permangono in condizioni di elasticità, sono valutati secondo la teoria dell'elasticità in riferimento ad un modello le cui proprietà meccaniche ( $E_s$ ,  $\nu$ ,  $E_p I_p$ ) sono indipendenti dal livello di carico.

Con la presente Tesi di Dottorato, è stato realizzato uno strumento di calcolo denominato STHOP (*Static analysis of HOrizontally loaded Piles*), che consente di condurre un'analisi statica non lineare di tipo incrementale del comportamento dei gruppi di pali sollecitati da carichi orizzontali. Il codice di calcolo NAPHOL ha costituito il punto di partenza nello sviluppo del codice



---

di calcolo STHOP pertanto nel paragrafo 3.2 si procede ad una descrizione dettagliata delle ipotesi di modellazione alla base del suo sviluppo. Nel paragrafo 3.3 saranno descritte invece le ipotesi di modellazione alla base dello sviluppo del codice di calcolo STHOP.

## **3.2 IL CODICE DI CALCOLO NAPHOL**

### **3.2.1 Generalità**

Il programma di calcolo NAPHOL è finalizzato all'analisi del comportamento di pali di fondazione ad asse verticale, singoli ed in gruppo, soggetti a carichi statici, trasversali al proprio asse.

Nella modellazione viene trascurata l'interazione con il terreno della struttura di collegamento; questa, dunque, non fornisce contributo nell'assorbire i carichi orizzontali esterni. Essa, rispetto ai pali, può assumere una rigidezza relativa infinitamente grande (spostamenti delle teste dei pali tutti uguali) o infinitamente piccola (ripartizione uniforme del carico esterno tra i pali). Nei casi reali la prima delle due ipotesi risulta essere verosimile: la rigidezza della struttura di collegamento, caricata nel proprio piano dalla forza orizzontale esterna, può, con ottima approssimazione, essere ritenuta *infinita* rispetto alla rigidezza flessionale e tagliente dei pali.

La condizione di vincolo imposta alle teste dei pali è alternativa tra le due condizioni *estreme* di rotazione libera o impedita.

L'applicazione dei carichi esterni induce la nascita di tensioni normali sulla superficie di interfaccia palo-terreno (fondazione *liscia*); le caratteristiche della sollecitazione interna che nascono lungo il fusto dei pali sono date dal taglio e dal momento flettente, mentre sono assunte trascurabili le variazioni di sforzo assiale.

Il programma si prefigge lo scopo di descrivere l'andamento della curva carichi – spostamenti del gruppo di pali. Per ogni valore di spostamento, è individuata la ripartizione del carico esterno tra i pali; per ciascuno di essi è quindi definito l'andamento con la profondità degli spostamenti orizzontali e

delle reazioni del terreno e quindi anche l'andamento delle caratteristiche della sollecitazione interna.

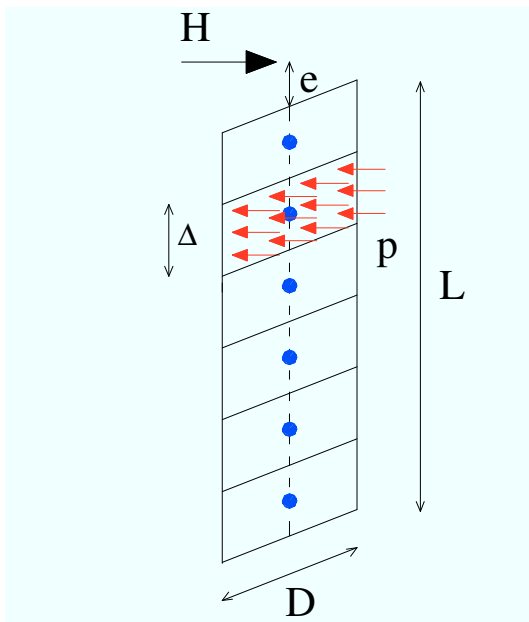
### 3.2.2 Modellazione del palo

Il palo è modellato come una striscia verticale sottile di forma rettangolare (figura 3.1); il suo comportamento è descritto dal modello di trave elastica semplicemente inflessa.

La lunghezza  $L$  è considerata a partire dal punto di applicazione della forza fino alla base del palo ed è dunque comprensiva della porzione di palo effettivamente interrata e della porzione fuori terra. La porzione di palo compresa fra il piano campagna ed il punto di applicazione della forza definisce l'eccentricità  $e$  con cui la forza è applicata.

Il parametro  $D$  definisce la larghezza equivalente della striscia, esso è assunto pari alla dimensione del palo nella direzione ortogonale a quella di avanzamento nel terreno (diametro di una sezione circolare, lato di una sezione rettangolare, ala di un profilato ad H).

Il parametro  $E_p I_p$  definisce la rigidezza flessionale equivalente della striscia; tale parametro corrisponde al valore di rigidezza flessionale del palo reale. Il palo è ritenuto un elemento elastico – perfettamente plastico, non è previsto un progressivo degrado della rigidezza flessionale  $E_p I_p$  al crescere delle sollecitazioni flettenti. Il raggiungimento delle condizioni di collasso del palo si verifica al raggiungimento di un valore del momento flettente massimo  $M_u$  in corrispondenza del quale si induce la formazione di una cerniera plastica.



---

Fig. 3.1 Modellazione del palo

### 3.2.3 Discretizzazione dell'interfaccia palo semispazio

La superficie di interfaccia palo – semispazio è suddivisa in  $n$  aree elementari di larghezza  $D$  ed altezza  $\Delta_i$  (figura 3.1). Nel seguito, per brevità, tali aree saranno denominate *conci*. Il criterio di discretizzazione prevede che  $\Delta_i$  vari, crescendo, con la profondità (paragrafo 3.2.7). Sul *concio*  $i$  – *esimo* agisce una pressione  $p_i$  uniforme; le azioni del terreno, dunque, sono considerate in forma discreta piuttosto che continua. La pressione  $p_i$  modella l'azione complessiva che il terreno esercita sul palo: essa è comprensiva della resistenza a compressione offerta dalla porzione di terreno posta di fronte alla direzione di avanzamento del palo, delle tensioni tangenziali che si sviluppano sui bordi e dei valori, seppur contenuti e presenti solo a livelli di spostamento ridotto, di resistenza a trazione che si sviluppano a tergo.

### 3.2.4 Matrice di flessibilità del palo

Si ipotizza che gli spostamenti possano avvenire nella sola direzione di applicazione della forza esterna  $H$  (figura 3.1); non è previsto che si verifichino spostamenti verticali né tanto meno orizzontali in direzione ortogonale a quella della forza. La matrice di flessibilità del palo, e quella complessiva del sistema palo – terreno, risultano quindi semplificate.

Si fa ricorso alla teoria della trave elastica di Bernoulli – Eulero e al metodo del vincolo ausiliario: si assume che una delle estremità del palo (nel caso in esame, quella superiore) sia vincolata tramite la presenza di un incastro fittizio (figura 3.2). La soppressione di due gradi di libertà cinematica, lo spostamento  $y_0$  e la rotazione in testa  $\vartheta_0$ , rende staticamente determinata la trave.

Gli spostamenti orizzontali sono calcolati nei baricentri dei *conci* in cui è suddivisa la superficie di interfaccia palo – semispazio. Lo spostamento  $y_i$  del baricentro  $i$  – *esimo*, è frutto, per sovrapposizione degli effetti, della somma di

tre differenti contributi: lo spostamento  $y_i'$  indotto dalle azioni esterne; lo spostamento  $y_i''$  dovuto alle  $n$  reazioni del terreno agenti lungo il fusto del palo; lo spostamento  $y_i'''$  derivante da un atto di moto rigido della trave ottenuto in funzione della traslazione rigida  $y_0$  e della rotazione rigida  $\vartheta_0$  soppressa dal vincolo fittizio (in tal modo  $y_0$  e  $\vartheta_0$  divengono incognite aggiuntive del problema):

$$y_i = y_i' + y_i'' + y_i''' \quad (3.1)$$

Nel problema in esame, le forze esterne (forza orizzontale e/o coppia) agiscono esclusivamente alla testa del palo, in corrispondenza del quale è stato disposto il vincolo ausiliario di incastro. Risulta dunque:

$$y_i' = 0 \quad (3.2)$$

Gli spostamenti  $y_i''$  dovuti alle  $n$  forze  $P_j$  del terreno ( $P_j = p_j \cdot D \cdot \Delta_j$ ), che modellano in forma discreta le azioni continue che il terreno esercita sul palo, sono determinati dalla relazione:

$$y_i'' = \sum_{j=1}^n a_{ij} P_j \quad (3.3)$$

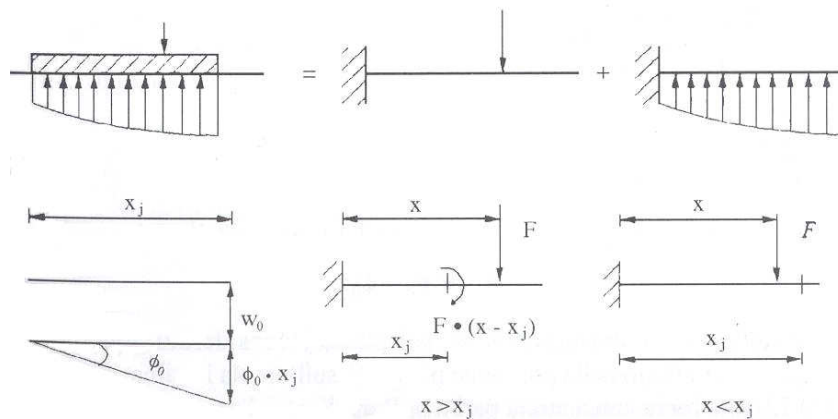


Figura 3.2. Schema di applicazione del metodo del vincolo ausiliario ad una trave di fondazione (da Viggiani, 1999).

---

I coefficienti  $a_{ij}$  definiscono la matrice di flessibilità del palo e sono forniti dalle seguenti espressioni:

$$a_{ij} = \frac{z_i^3}{3E_p I_p} + \frac{z_i^2(z_j - z_i)}{2E_p I_p} \quad \text{se } z_i \leq z_j$$

$$a_{ij} = \frac{z_j^3}{3E_p I_p} + \frac{z_j^2(z_i - z_j)}{2E_p I_p} \quad \text{se } z_i > z_j$$
(3.4)

$z_i$  e  $z_j$  definiscono le distanze, dalla testa del palo, del punto in cui si considera lo spostamento e del punto in cui agisce la forza, rispettivamente.

Infine, gli spostamenti  $y_i'''$  derivanti dall'atto di moto rigido della trave sono pari a:

$$y_i''' = y_0 + \theta_0 \cdot z_i$$
(3.5)

In definitiva si ottiene:

$$y_i = -\sum_{j=1}^n a_{ij} P_j + y_0 + \theta_0 \cdot z_i$$
(3.6)

### 3.2.5 Modellazione e matrice di flessibilità del terreno

Il terreno è modellato come un semispazio elastico omogeneo ed isotropo, caratterizzato da un valore del modulo di Young  $E_s$  ed uno del coefficiente di Poisson  $\nu_s$ . Lo spostamento  $w_i$  indotto in un punto  $i$  da una forza  $P_j$  agente in un punto  $j$  di può essere valutato mediante la relazione:

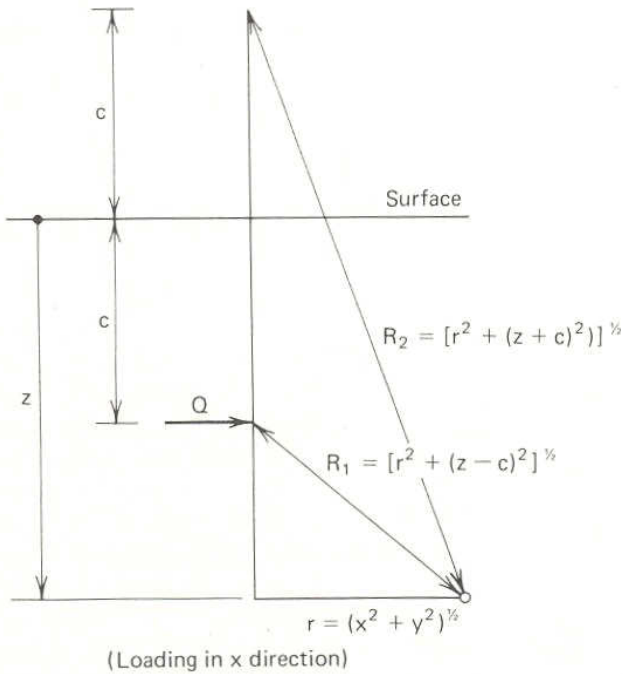
$$w_i = b_{ij} P_j$$
(3.7)

Utilizzando, come funzione di Green, l'equazione di Mindlin (1936), si ottiene la seguente espressione per il fattore  $b_{ij}$ :

$$b_{ij} = \frac{A_{ij} + B_{ij} + C_{ij}}{16 \pi G (1 - \nu)} \quad (3.8)$$

in cui:

$$\begin{aligned} G &= \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)} \\ A_{ij} &= \frac{(3 - 4\nu_s)}{R_{1ij}} + \frac{1}{R_{2ij}} + \frac{x_{ij}^2}{R_{1ij}^3} + \frac{(3 - 4\nu_s)x_{ij}^2}{R_{2ij}^3} \\ B_{ij} &= \frac{2c_j z_i}{R_{2ij}^3} \left( 1 - \frac{3x_{ij}^2}{R_{2ij}^2} \right) \\ C_{ij} &= \frac{4(1 - \nu_s)(1 - 2\nu_s)}{R_{2ij} + z_i + c_j} \left( 1 - \frac{x_{ij}^2}{R_{2ij}(R_{2ij} + c_j + z_i)} \right) \\ r_{ij} &= \sqrt{x_{ij}^2 + y_{ij}^2} \\ R_{1ij} &= \sqrt{r_{ij}^2 + (z_i - c_j)^2} \\ R_{2ij} &= \sqrt{r_{ij}^2 + (z_i + c_j)^2} \end{aligned} \quad (3.9)$$



---

Figura 3.3. Schema geometrico per il calcolo della formula di Mindlin (da Poulos & Davis, 1980).

Nelle precedenti espressioni  $x_{ij}$  definisce la distanza relativa in direzione  $x$ , direzione lungo la quale agisce la forza, tra il punto  $i$  e il punto  $j$ ;  $y_{ij}$  definisce la distanza relativa tra i due punti nella direzione  $y$ , ortogonale alla direzione di applicazione della forza;  $z_i$  e  $c_j$  individuano, rispettivamente, la profondità del punto in cui si valuta lo spostamento e quella del punto in cui la forza è applicata.

Nel problema in esame gli spostamenti orizzontali sono calcolati nei baricentri dei *conci* in cui sono suddivise le superfici di interfaccia tra ciascun palo del gruppo e il semispazio elastico. Lo spostamento  $w_i$  del baricentro  $i$  – *esimo* è frutto, per sovrapposizione degli effetti, della somma di  $n \times m$  contributi dovuti alle azioni  $P_{jk}$ ; la forza  $P_{jk}$  agisce in corrispondenza del baricentro del *concio*  $j$ -esimo del  $k$ -esimo palo del gruppo. Il modello di semispazio elastico consente in tal modo di riprodurre la continuità dei terreni reali:

$$w_i = \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^n b_{ijk} P_{jk} \quad (3.10)$$

I coefficienti  $b_{ijk}$  definiscono la matrice di flessibilità del terreno.

Ai fini del calcolo del coefficiente  $b_{ijk}$  il *concio*  $j$ -esimo del  $k$ -esimo palo del gruppo, di dimensione  $D \times \Delta_j$ , viene suddiviso a sua volta in  $r \times s$  aree di dimensioni minori definite *sottoconci*; le dimensioni dei *sottoconci* sono:  $\Delta y_j = D/r$  e  $\Delta z_j = \Delta_j/s$ . Risulta pertanto:

$$P_{jk} = p_{jk} \cdot D \cdot \Delta_j = \sum_r \sum_s p_{jk} \cdot \Delta y_j \cdot \Delta z_j = \sum_r \sum_s P_{jkrs} \quad (3.11)$$

Per il principio di sovrapposizione degli effetti, la 3.10 può essere scritta in funzione delle  $P_{jkrs}$ :

$$w_i = \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^n b_{ijk} P_{jk} = \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^n \sum_r \sum_s b_{ijkrs} P_{jkr s} \quad (3.12)$$

La suddivisione secondaria in *sottoconci* è condotta secondo le modalità descritte al successivo paragrafo 3.2.8.

Nell'espressione 3.12 la sommatoria è stata estesa agli  $m$  pali del gruppo; in realtà, per ovviare alla sopravvalutazione degli effetti di interazione elastica determinabili, a distanze elevate, con il modello di continuo elastico, la sommatoria può essere estesa ad un numero  $m^*$  ridotto di pali che si trovano ad una distanza minore di una *distanza di estinzione*. I valori della distanza di estinzione sono conformi a quelli proposti da Reese & Van Impe (2001), in relazione alla valutazione della efficienza di un gruppo di pali (figure 3.4 e fig.3.5).

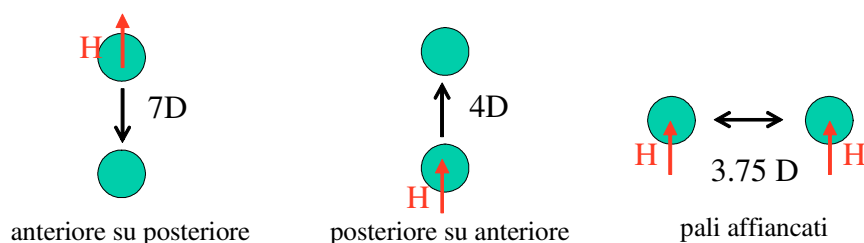


Figura 3.4. Distanza di estinzione degli effetti di interazione tra pali, definita da Reese & Van Impe, 2001.

Per disposizioni trasversali dei pali, si opera una composizione vettoriale (figura 3.5).

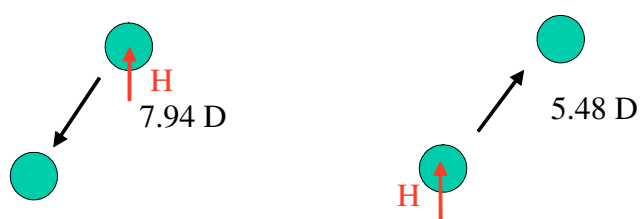


Figura 3.5. Distanza di estinzione per pali disposti in posizione trasversale.



---

La definizione della distanza di estinzione è dunque asimmetrica.

Il programma di calcolo prevede la possibilità di rimuovere l'ipotesi di omogeneità del semispazio elastico. Si può ritenere opportuno, ad esempio, assumere che  $E_s$  vari linearmente con la profondità (terreno alla Gibson); altrimenti, in caso di terreno stratificato, si può ammettere che il valore di  $E_s$  presenti una variabilità *a gradini*, con una discontinuità nel valore assunto dal modulo di Young in corrispondenza del passaggio da uno strato al successivo. L'equazione di Mindlin (1936) è valida nel caso di semispazio elastico omogeneo e isotropo; affinché essa risulti applicabile anche al caso di terreni non omogenei o al caso di terreni stratificati, viene introdotta una approssimazione numerica nella valutazione del modulo (Poulos, 1979a):

$$E_{eq} = \frac{E_i + E_j}{2} \quad (3.13)$$

dove il modulo  $E_i$  fa riferimento al punto in cui si valuta lo spostamento,  $E_j$  al punto in cui è applicata la forza. Questa assunzione induce, evidentemente, l'introduzione di una approssimazione nella determinazione degli spostamenti del terreno tanto maggiore quanto maggiore è l'eterogeneità degli strati e quanto più brusco è il passaggio a valori di  $E_s$  diversi fra loro. Nel caso dei pali soggetti a carichi orizzontali, tuttavia, si ritiene che l'approssimazione introdotta possa essere tollerabile (Dente & Gullà, 1983) in quanto la porzione di terreno che condiziona significativamente la risposta è limitata ad una profondità corrispondente ai primi 10 – 15 diametri del palo. Questa circostanza riduce le occasioni nelle quali il terreno, nei casi reali, presenti condizioni di marcata eterogeneità.

Il coefficiente di Poisson  $\nu_s$  è un parametro che ha un'influenza ridotta sui risultati. Pertanto viene adottato un valore unico di tale parametro, anche in presenza di terreni stratificati. In questa circostanza, il valore di  $\nu_s$  cui si fa riferimento è quello relativo al primo strato, che è il più significativo ai fini della risposta globale del palo caricato da azioni orizzontali.

Per terreni coesivi, si assume  $\nu_s = 0,5$ . Per terreni incoerenti, si pone:

---


$$\frac{v_s}{1-v_s} = 1 - \sin \phi \Rightarrow v_s = \frac{1 - \sin \phi}{2 - \sin \phi} \quad (3.14)$$

### 3.2.6 Sistema di equazioni risolutivo

Il sistema di equazioni risolutivo viene riportato nel seguito per il gruppo di pali; il caso del palo singolo è ovviamente incluso nella trattazione in quanto rappresenta il caso particolare in cui il gruppo sia costituito da un unico palo. Vengono considerate due condizioni di vincolo: *a)* pali liberi di ruotare in testa; *b)* pali impediti di ruotare in testa; ad esse corrispondono sistemi di equazioni leggermente differenti. Per il gruppo di pali liberi di ruotare si riporta: *c)* il sistema di equazioni che si ottiene nel caso in cui soltanto uno dei pali del gruppo risulti caricato da un carico esterno noto.

#### *a) Pali liberi di ruotare in testa*

Il sistema di equazioni risolutivo è ottenuto imponendo la congruenza degli spostamenti in corrispondenza dei baricentri degli  $n$  *conci* in cui è suddivisa la superficie di interfaccia tra ciascuno degli  $m$  pali del gruppo e il semispazio elastico. Considerato il generico palo  $\bar{k}$ , detto  $y_i$  lo spostamento del baricentro del *concio*  $i$ -esimo considerato appartenente al palo e  $w_i$  lo spostamento dello stesso baricentro del *concio*  $i$ -esimo considerato appartenente al semispazio elastico l'equazione di congruenza si scrive:

$$y_i = w_i \quad (3.15)$$

dalle 3.6 e 3.10 risulta:

$$-\sum_{j=1}^n a_{ijk} P_{jk} + y_{0k} + z_{ik} \theta_{0k} = \sum_{k=1}^m \sum_{j=1}^n b_{ijk} P_{jk} \quad (3.16)$$

La sommatoria al secondo membro viene estesa ad un numero ridotto  $m^*$  di pali se si introduce la *distanza di estinzione* descritta al paragrafo 3.2.5. La precedente espressione può essere scritta nel modo seguente:

$$-\sum_{j=1}^n a_{ijk} P_{jk} + y_{0k} + z_{ik} \theta_{0k} = \sum_{j=1}^n b_{ijk} P_{jk} + \sum_{\substack{k=1 \\ k \neq k}}^{m-1} \sum_{j=1}^n b_{ijk} P_{jk} \quad (3.17)$$

in tal modo la sommatoria al secondo membro della 3.16 viene suddivisa in due sommatorie al fine di separare i contributi allo spostamento dovuti alle forze  $P_{jk}$  che agiscono sul palo  $\bar{k}$  stesso dai contributi dovuti alle forze  $P_{jk}$  che agiscono sui rimanenti  $m-1$  (o  $m^*-1$ ) pali. Si ottiene pertanto:

$$\sum_{j=1}^n (a_{ijk} + b_{ijk}) P_{jk} + \sum_{\substack{k=1 \\ k \neq k}}^{m-1} \sum_{j=1}^n b_{ijk} P_{jk} - y_{0k} - z_{ik} \theta_{0k} = 0 \quad (3.18)$$

L'elemento:

$$c_{ijk} = a_{ijk} + b_{ijk} \quad (3.19)$$

definisce la matrice  $\bar{\bar{C}}_{kk}$  di flessibilità globale del sistema palo – terreno.

L'elemento:

$$b_{ijk} \quad (3.20)$$

definisce la matrice  $\bar{\bar{C}}_{kk}$  che dà conto dell'influenza che il palo  $k$  esercita sul palo  $\bar{k}$ .

Alle  $n$  equazioni di congruenza si aggiungono, per ciascuno degli  $m$  pali del gruppo, una equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale e una equazione di equilibrio alla rotazione intorno al punto  $z=0$ :

$$\sum_{j=1}^n P_{jk} = H_k \quad (3.21)$$

$$\sum_{j=1}^n P_{jk} \cdot z_j = -M_k \quad (3.22)$$

in cui  $H_k$  rappresenta il carico orizzontale esterno agente sul palo  $k$ -esimo e  $M_k$  rappresenta la coppia esterna agente sul palo  $k$ -esimo.

In ultimo si scrive un' equazione di equilibrio alla traslazione globale del gruppo:

$$\sum_{k=1}^m H_k = H \quad (3.23)$$

In cui  $H$  rappresenta il carico orizzontale esterno agente sul gruppo.

Si ottiene un sistema risolutivo costituito da  $(m \times n + 2m + 1)$  equazioni; le incognite sono le  $m \times n$  reazioni  $P_{jk}$  del terreno, le  $m$  forze esterne  $H_k$  agenti sui pali, le  $m$  rotazioni in testa  $\vartheta_k$  e lo spostamento in testa  $y$  del gruppo di pali  $(mn + 2m + 1)$ . In termini matriciali, il sistema di equazioni risolutivo si presenta nella seguente forma:

$$\begin{bmatrix} \overline{C}_{11} & \overline{C}_{12} & \dots & \overline{C}_{1n} & -1 & -z & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \overline{C}_{21} & \overline{C}_{22} & \dots & \overline{C}_{2n} & -1 & \overline{0} & -z & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \overline{C}_{n1} & \overline{C}_{n2} & \dots & \overline{C}_{nm} & -1 & \overline{0} & \overline{0} & \dots & -z & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \hline \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 & 1 & \dots & 1 \\ \overline{z} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \overline{0} & \overline{z} & \dots & \overline{0} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{z} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \hline 1 & \overline{0} & \dots & \overline{0} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & -1 & 0 & \dots & 0 \\ \overline{0} & 1 & \dots & \overline{0} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & -1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \overline{0} & \overline{0} & \dots & 1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & -1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \overline{P}_1 \\ \overline{P}_2 \\ \dots \\ \overline{P}_m \\ y \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \dots \\ \theta_m \\ H_1 \\ H_2 \\ \dots \\ H_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \overline{0} \\ \overline{0} \\ \dots \\ \overline{0} \\ H \\ -M_1 \\ -M_2 \\ \dots \\ -M_m \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

La matrice risolutiva del sistema di equazioni contiene al suo interno la matrice di flessibilità del complesso pali – terreno, di dimensione  $(m \times n) \times (m \times n)$ . Questa, a sua volta, è costituita da  $m \times m$  sottomatrici  $\overline{\overline{C}}_{kk}$ , ciascuna di dimensione  $n \times n$ , che danno conto della interazione relativa tra i pali; la matrice  $\overline{\overline{C}}_{kk}$  dà conto dell'influenza che il palo  $k$  esercita sul palo  $\bar{k}$ .

Alle righe relative alle equazioni di congruenza, fanno seguito l'equazione di equilibrio globale alla traslazione orizzontale del gruppo, le  $m$  equazioni di equilibrio alla rotazione ed, infine, le  $m$  equazioni di equilibrio alla traslazione dei pali singoli.

Il vettore  $\bar{z} = (z_1, z_2, \dots, z_n)$  identifica le  $n$  quote di ciascun baricentro dei conci del palo. Il vettore è indifferenziato per i pali del gruppo, poiché ciascuno di essi è discretizzato secondo modalità analoghe. I vettori incogniti  $\bar{P}_k = (P_{1k}, P_{2k}, \dots, P_{nk})$  definiscono le  $n$  azioni che il terreno esercita sui conci di ciascun palo  $k$  –esimo.

#### b) Pali impediti di ruotare in testa

Se il gruppo di pali è vincolato in modo che le rotazioni in testa ai pali siano impediti, il sistema di equazioni si semplifica leggermente. Vengono eliminate le  $m$  incognite relative alle rotazioni delle teste degli  $m$  pali; di conseguenza le  $m$  equazioni di equilibrio alla rotazione non sono più presenti. Nel caso di pali impediti di ruotare in testa la matrice del sistema di equazioni avrà dimensioni  $mn + m + 1$ , e una forma di seguito riportata:

$$\begin{bmatrix} \overline{\overline{C}}_{11} & \overline{\overline{C}}_{12} & \dots & \overline{\overline{C}}_{1m} & -1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \overline{\overline{C}}_{21} & \overline{\overline{C}}_{22} & \dots & \overline{\overline{C}}_{2m} & -1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \overline{\overline{C}}_{m1} & \overline{\overline{C}}_{m2} & \dots & \overline{\overline{C}}_{mm} & -1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \hline 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 1 & 1 & \dots & 1 \\ \hline 1 & 0 & \dots & 0 & 0 & -1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1 & \dots & 0 & 0 & 0 & -1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & 1 & 0 & 0 & 0 & \dots & -1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \bar{P}_1 \\ \bar{P}_2 \\ \dots \\ \bar{P}_m \\ y \\ H_1 \\ H_2 \\ \dots \\ H_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \\ H \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix}$$

(3.25)

*c) Analisi con un singolo palo carico*

Si considera il caso in cui, all'interno del gruppo, risulti caricato da una forza  $H$  (ed eventualmente una coppia  $M$ ) uno solo dei pali. In tale ipotesi i singoli pali sono considerati liberi, non connessi dunque da alcun elemento di collegamento. La finalità di una modellazione di questo tipo è quella di valutare gli spostamenti (e le sollecitazioni) indotti sui pali adiacenti dalla presenza di un palo carico, al crescere della forza orizzontale agente su di esso.

Il sistema di equazioni risolutivo, nel caso di pali liberi di ruotare sarà costituito da  $mn + 2m$  equazioni:  $m \times n$  equazioni di congruenza e  $2m$  equazioni di equilibrio ( $m$  alla traslazione ed  $m$  alla rotazione dei singoli pali). Le  $mn + 2m$  incognite saranno costituite dalle  $m \times n$  reazioni del terreno  $P_{jk}$ , dagli  $m$  spostamenti in testa  $y_k$  e dalle  $m$  rotazioni in testa ai pali  $\vartheta_k$ . In termini matriciali:

$$\begin{bmatrix} \overline{\overline{C}}_{11} & \overline{\overline{C}}_{12} & \dots & \overline{\overline{C}}_{1m} & -1 & \overline{0} & \dots & \overline{0} & -z & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \overline{\overline{C}}_{21} & \overline{\overline{C}}_{22} & \dots & \overline{\overline{C}}_{2m} & \overline{0} & -1 & \dots & \overline{0} & \overline{0} & -z & \dots & \overline{0} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \overline{\overline{C}}_{m1} & \overline{\overline{C}}_{m2} & \dots & \overline{\overline{C}}_{mm} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & -1 & \overline{0} & \overline{0} & \dots & -z \\ \hline \overline{1} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \overline{0} & \overline{1} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{1} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \hline \overline{z} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \overline{0} & \overline{z} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{z} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \overline{P}_1 \\ \overline{P}_2 \\ \dots \\ \overline{P}_m \\ y_1 \\ y_2 \\ \dots \\ y_m \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \dots \\ \theta_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \overline{0} \\ \overline{0} \\ \dots \\ \overline{0} \\ H \\ 0 \\ \dots \\ 0 \\ -M \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix}$$

(3.26)

Similmente, nel caso di pali impediti di ruotare in testa, il sistema di equazioni sarà costituito da  $mn + m$  equazioni:  $m \times n$  equazioni di congruenza ed  $m$  equazioni di equilibrio alla traslazione dei singoli pali. Le  $mn + m$  incognite saranno costituite dalle  $m \times n$  reazioni del terreno  $P_{jk}$  e dagli  $m$  spostamenti in testa  $y_k$

Una volta ottenuta la soluzione del sistema di equazioni è possibile determinare il profilo di spostamenti lungo il fusto dei pali del gruppo utilizzando le equazioni 3.6; è possibile inoltre, mediante considerazioni di equilibrio, determinare le caratteristiche della sollecitazione interna lungo il fusto dei pali a partire dai valori calcolati delle  $P_{jk}$ .

### 3.2.7 Discretizzazione principale del palo in conci

La superficie di interfaccia palo-semispazio viene suddivisa in  $n = 60$  *conci*; questi ultimi hanno altezza variabile in funzione del parametro  $\lambda$ , definito come  $\lambda = 5 D$ . La discretizzazione che ne risulta è la seguente (figura 3.6):

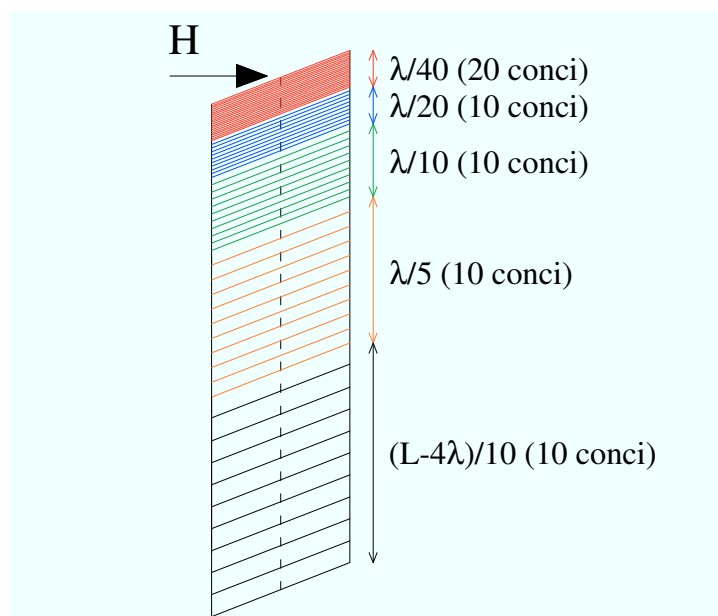


Figura 3.6.  
Discretizzazione del

---

palo in conci di altezza variabile con la profondità.

- 20 conci, di spessore  $\Delta = 0,125 D$ , dal piano campagna fino ad una profondità di  $2,5 D$ ;
- 10 conci, di spessore  $\Delta = 0,25 D$ , da una profondità di  $2,5 D$  fino ad una profondità di  $5 D$ ;
- 10 conci, di spessore  $\Delta = 0,5 D$ , da una profondità di  $5 D$  fino ad una profondità di  $10 D$ ;
- 10 conci, di spessore  $\Delta = 1 D$ , da una profondità di  $10 D$  fino ad una profondità di  $20 D$ ;
- 10 conci, di spessore  $(L - 20D)/10$ , da una profondità di  $20 D$  fino alla base del palo.

Questo tipo di discretizzazione si mantiene invariato anche per pali con snellezze ridotte ( $L/D < 20$ ). In tali circostanze, il numero di conci totali si riduce automaticamente, risultando inferiore a 60.

In presenza di un carico applicato con un'*eccentricità*  $e$  rispetto al piano campagna, il numero complessivo di conci diviene pari a 61 (dunque incrementato di uno). Il programma, autonomamente, inserisce un concio aggiuntivo alla testa del palo, la cui altezza è pari proprio all'*eccentricità*  $e$ . A partire dal piano campagna e fino alla base del palo, poi, la discretizzazione segue il criterio *alla lambda* descritto. Tutti i pali del gruppo sono discretizzati allo stesso modo.

La definizione del criterio di discretizzazione descritto è stata suggerita da Landi (2005) in seguito ai risultati ottenuti con analisi parametriche condotte sul palo singolo libero di ruotare in testa immerso in un semispazio elastico omogeneo e isotropo. In tali ipotesi la soluzione del problema può essere posta nella seguente forma adimensionale per lo spostamento in testa del palo:

$$\frac{yE_s D}{H} = f\left(\frac{L}{D}, \frac{e}{D}, \frac{E_p}{E_s}, \nu_s\right) \quad (3.27)$$

analogamente, per il momento massimo lungo il fusto del palo, si può porre:



$$\frac{M_{\max}}{HD} = f\left(\frac{L}{D}, \frac{e}{D}, \frac{E_p}{E_s}, \nu_s\right) \quad (3.28)$$

Le espressioni 3.27 e 3.28 sono ottenute assumendo quali grandezze meccaniche indipendenti rispetto alle quali condurre l'adimensionalizzazione del problema il diametro  $D$  del palo e il modulo di elasticità  $E_s$  del semispazio elastico. Per assegnati valori assunti dai raggruppamenti adimensionali al secondo membro delle 3.27 e 3.28 la soluzione numerica del problema al contorno dipende dalle modalità di discretizzazione adottate.

Se si adotta una discretizzazione omogenea con la profondità, per cui tutti i *conci* hanno spessore uguale pari a  $\Delta = L/n$ , e si fa crescere progressivamente il numero dei *conci*, la soluzione diventa sempre più accurata fino al raggiungimento di un valore  $n^*$  superato il quale essa resta invariata: per  $n > n^*$  si ottiene esclusivamente un maggiore onere computazionale.

Landi (2005), in seguito alla realizzazione di analisi parametriche condotte facendo variare le quantità al secondo membro delle 3.27 e 3.28, evidenzia come al diminuire della rigidezza relativa  $K = E_p/E_s$  cresca la dipendenza della risposta dal numero di *conci*: è necessario ricorrere ad un numero  $n^*$  maggiore perché la soluzione si *stabilizzi*. Questa evenienza è motivata dal fatto che, al crescere della rigidezza del terreno, si approfondisce la porzione di palo interessata da sollecitazioni, spostamenti e reazioni del terreno non trascurabili. In tali circostanze è più avvertita l'esigenza di una discretizzazione raffinata.

Adottando un  $n^*$  pari a 60 si commette dunque un errore (valutato rispetto alla soluzione ottenuta con un numero teoricamente infinito di *conci*, si veda Landi, 2005) variabile in funzione della rigidezza relativa  $K = E_p/E_s$ : per valori di rigidezza relativa palo - terreno  $K = 10^1, 10^2, 10^3, 10^4$  tale errore è circa pari rispettivamente al 20 %, 10 %, 5 %, 2 % sia nel caso della previsione degli spostamenti in testa sia nel caso della previsione del momento massimo.

Evangelista (1976) e Evangelista & Viggiani (1976) hanno mostrato l'utilità di una discretizzazione del palo in *conci* non omogenei, con spessori variabili con la profondità. Poiché gli spostamenti e le sollecitazioni interessano una profondità corrispondente a 10 – 15 diametri di palo, conviene adottare una

---

discretizzazione nella quale l'altezza dei *conci* sia sufficientemente piccola in prossimità del piano campagna; al crescere della profondità, viceversa, il mantenimento di una discretizzazione molto fitta risulta superflua avendo come unico risultato l'aumento del numero di incognite del problema.

Sulla scorta di tali osservazioni Landi (2005) introduce la discretizzazione riportata in figura 3.6 ottenuta adottando un  $n^*$  pari a 60 e una altezza  $\Delta$  variabile con la profondità.

In tali ipotesi, ancora una volta, si commette un errore (valutato sempre rispetto alla soluzione ottenuta con un numero teoricamente infinito di *conci*) variabile in funzione della rigidezza relativa  $K=E_p/E_s$ : per valori di rigidezza relativa palo - terreno  $K=10^1$ ,  $10^2$ ,  $10^3$ ,  $10^4$  tale errore è circa pari rispettivamente al 8%, 7%, 4%, 2% nel caso della previsione degli spostamenti in testa; nella previsione del momento massimo lungo il fusto l'errore è circa pari rispettivamente al 8%, 5%, 2,5%, 1 %.

### **3.2.8 Discretizzazione secondaria dei conci in sottoconci**

L'integrazione numerica dell'equazione di Mindlin (1936) risulta tanto più accurata quanto maggiore è il numero di *sottoconci* in cui il *concio j-esimo* è ripartito. La necessità di una fitta discretizzazione in *sottoconci*, ad ogni modo, si attenua al crescere della distanza che intercorre tra il punto in cui viene valutato lo spostamento, baricentro del generico *concio i-esimo*, ed il *concio j-esimo* su cui agisce la reazione del terreno (principio di De Saint Venant). Di tale aspetto si tiene conto ricorrendo ad una discretizzazione in *sottoconci* variabile, a seconda della posizione relativa del *concio i-esimo* e del *concio j-esimo*: all'aumentare della distanza tra i conci, la discretizzazione può essere meno fitta.

Al fine di ottimizzare la discretizzazione dei conci di palo in sottoconci Landi (2005) procede ad una analisi parametrica. Gli elementi della matrice di flessibilità del terreno  $b_{ijk}$  [L/F] vengono valutati al variare del numero di sottoconci  $r \times s$  in cui il generico concio del palo viene ripartito. I parametri presi in considerazione nell'analisi parametriche sono la snellezza  $L/D$  e la rigidezza relativa  $K=E_p/E_s$ . Le ripartizioni in sottoconci analizzate sono, in riferimento rispettivamente al numero di sottoconci  $r$  in direzione  $y$  ed  $s$  in direzione  $z$ : 4 x 3; 6 x 4; 10 x 5; 20 x 10; 40 x 20; 50 x 25; 60 x 30; 80 x 40,

cui corrisponde un numero complessivo di sottoconci pari a: 12; 24; 50; 200; 800; 1250; 1800; 3200. In seguito all'esame dei risultati delle analisi parametriche condotte Landi (2005) individua quale ripartizione in sottoconci  $r \times s$  necessaria alla integrazione numerica dell'equazione di Mindlin (1936) per il calcolo dei coefficienti  $b_{ijk}$  la ripartizione riportata in figura 3.7 se il punto di calcolo dello spostamento (baricentro del *concio i-esimo*) e il punto in cui agisce la forza  $P_{jk}$  (baricentro del *concio j-esimo*) appartengono allo stesso palo  $k$ :

- $50 \times 25 = 1250$  sottoconci per il calcolo degli elementi  $b_{ii}$ ;
- $40 \times 20 = 800$  sottoconci per il calcolo degli elementi  $b_{ij}$ , con  $|i - j| \leq 3$ ;
- $20 \times 10 = 200$  sottoconci per il calcolo degli elementi  $b_{ij}$ , con  $|i - j| > 3$ .

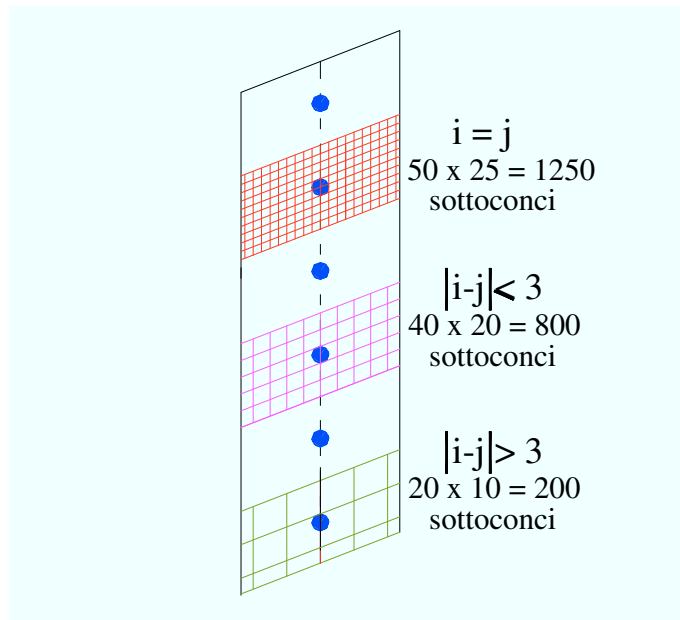


Figura 3.7. Discretizzazione in sottoconci adottata nel programma di calcolo.

Lo stesso tipo di analisi parametrica realizzata sul palo singolo è stato condotto in presenza di una coppia di pali. Per la determinazione degli

---

elementi della matrice di flessibilità del terreno  $b_{ij}$  relativi a conci appartenenti a pali diversi, una suddivisione in  $20 \times 10 = 200$  *sottoconci* risulta in tal caso sufficiente.

### 3.2.9 *Analisi non lineare*

Il programma di calcolo NAPHOL prevede la possibilità di condurre un'analisi non lineare, di tipo incrementale.

La pressione  $p_i$  che il terreno può esercitare su un generico *concio*  $i$  – *esimo* di palo è limitata superiormente da un valore di soglia  $(p_{ult})_i$ .

Nel corso del processo risolutivo, il carico esterno  $H$  cresce per successivi incrementi: il generico incremento di carico è individuato conducendo un'analisi elastica con un carico esterno unitario ed individuando il valore del suo moltiplicatore necessario per ottenere il raggiungimento della condizione limite di pressione  $(p_{ult})_i$  in corrispondenza di uno degli  $n \times m$  *conci* dei pali del gruppo.

Una volta raggiunto il valore di  $(p_{ult})_i$  in corrispondenza del *concio*  $i$  – *esimo* di uno dei pali del gruppo la corrispondente equazione di congruenza:

$$y_i = w_i$$

viene sostituita con l' equazione:

$$P_i = 0 \quad (3.29)$$

Dal punto di vista matematico, il raggiungimento della *plasticizzazione* in corrispondenza di uno dei *conci* comporta la diagonalizzazione della equazione di congruenza corrispondente, contenuta nel sistema di equazioni globale. La diagonalizzazione dell'equazione di congruenza riduce il rango della matrice risolutiva del sistema di equazioni.

Dal punto di vista fisico si impone da un lato il rilascio dell'ipotesi di congruenza ammettendo possa intervenire uno scorrimento relativo tra palo e terreno e dall'altro si impone che il valore di pressione esercitato dal terreno su quel *concio* non subisca ulteriori variazioni nel corso dell'elaborazione

---

cosicché i successivi incrementi del valore del carico esterno  $H$  sono assorbiti dai soli rimanenti conci che permangono in fase elastica.

Il processo risolutivo risulta dunque costituito da una successione di analisi elastiche. Il progressivo raggiungimento dei valori  $(p_{ult})_i$  e il progressivo abbandono dei vincoli di congruenza all'interfaccia palo – terreno induce, complessivamente, una graduale riduzione della rigidità globale del sistema gruppo di pali – terreno.

Il numero di incrementi che si intende realizzare nell'analisi deve essere fornito come dato di ingresso del programma. Se il numero di incrementi richiesto è pari ad *uno*, il programma riproduce un'analisi semplicemente elastica, poiché la crescita del carico esterno si arresta alla *plasticizzazione* del primo concio di terreno. Se il numero di incrementi è pari ad  $m$ , il programma si arresta alla *plasticizzazione* dell'  $m$  – esimo concio. Evidentemente, si può condurre un'analisi in cui tutti i *conci* raggiungano la plasticizzazione; in tal modo, il programma restituisce in uscita, fra l'altro, l'intera curva carichi – spostamenti in testa del palo, fino al raggiungimento del collasso globale del terreno. Poulos (1971a) precisa, tuttavia, come l'ipotesi sulla quale l'analisi non lineare di tipo incrementale è fondata (i *conci* in fase elastica mantengono una rigidità che non è condizionata dalla presenza dei conci che si sono *plasticizzati*), possa rivelarsi non affidabile quando il numero totale di conci *plasticizzati* diviene notevole.

E' opportuno precisare come, nella maggior parte dei casi reali, i pali presentino un comportamento di pali *lunghi* (Broms 1964a; 1964b). In altre parole, le condizioni limite si raggiungono non perché il terreno attinge ai valori massimi di reazione lungo l'intero fusto del palo, ma perché si raggiunge una sollecitazione flettente nel palo pari al momento di plasticizzazione  $M_u$ . Il programma di calcolo prevede, per ogni incremento di carico, un confronto tra la massima sollecitazione di momento presente nel palo e il valore di plasticizzazione  $M_u$ . Il raggiungimento di tale valore, cui consegue la formazione della cerniera plastica alla quota di riferimento, induce un *accorciamento* del palo. Più chiaramente, tutti i conci del palo disposti al di sotto del punto di formazione della cerniera plastica vengono eliminati; le relative equazioni di congruenza sono eliminate dal sistema di equazioni risolutivo. Se non tutti i conci disposti al di sopra della cerniera plastica hanno raggiunto la *plasticizzazione*, l'analisi incrementale può

---

ulteriormente proseguire, considerando che al raggiungimento del valore ultimo di collasso globale del sistema palo – terreno manca ancora un ulteriore contributo da parte del terreno.

Per i pali impediti di ruotare in testa, la prima cerniera plastica si forma, nella maggior parte dei casi, in corrispondenza della testa del palo. Il raggiungimento del valore ultimo di momento flettente in testa al palo e la conseguente formazione di una cerniera plastica, fanno sì che l'analisi prosegua trattando il palo come se fosse libero di ruotare, fino ad un nuovo raggiungimento del valore di  $M_u$ , questa volta lungo il fusto del palo.

Le osservazioni sperimentali relative al comportamento del gruppo di pali hanno permesso di constatare come i valori di pressione limite che il terreno può esercitare su ciascun palo di un gruppo siano condizionati dalla fila di appartenenza di tale palo (Capitolo 2). In generale, i pali appartenenti alla prima fila manifestano una rigidità paragonabile a quella del palo singolo. I pali appartenenti alle file successive alla prima, invece, presentano una cedevolezza maggiore. Ciò è motivato dal fatto che il terreno interposto tra due file di pali offre resistenze limite minori rispetto a quelle che offrirebbe in corrispondenza di un palo singolo isolato. Questo fenomeno è identificato con il termine *shadowing*. Un'analisi di tipo elastico – perfettamente plastica non è in grado di riprodurre questo aspetto sperimentale.

Al fine di consentire al programma NAPHOL di descrivere correttamente il comportamento del gruppo, si introduce la possibilità che i valori di pressione ultima esercitati dal terreno in corrispondenza dei pali appartenenti a file successive alla prima sia regolato dal fenomeno di *rottura a blocco*.

Nella analisi del gruppo di pali, dunque, il programma richiede l'inserimento di due distinti profili di pressione ultima del terreno. Il primo profilo è corrispondente a quello determinabile in relazione all'analisi del palo singolo, e costituisce il profilo di riferimento per i pali appartenenti alla prima fila. Il secondo profilo è quello desumibile dall'insorgere del fenomeno di rottura a blocco ed è funzione, oltre che dei parametri meccanici di resistenza del terreno, dell'interasse  $s$  tra i pali. Per i pali appartenenti alle file successive alla prima, il programma di calcolo seleziona, alle diverse quote, il valore di pressione ultima minore tra i due profili definiti.

---

Questo elemento di modellazione consente di riprodurre analiticamente lo *shadowing*. L'introduzione del fenomeno della rottura a blocco nelle analisi della risposta del gruppo di pali soggetti a carichi orizzontali con il modello del continuo elastico si rinviene anche nel programma commerciale PGROUPN (Basile, 1999; 2001; 2003)  
NAPHOL; Analisi non lineare.

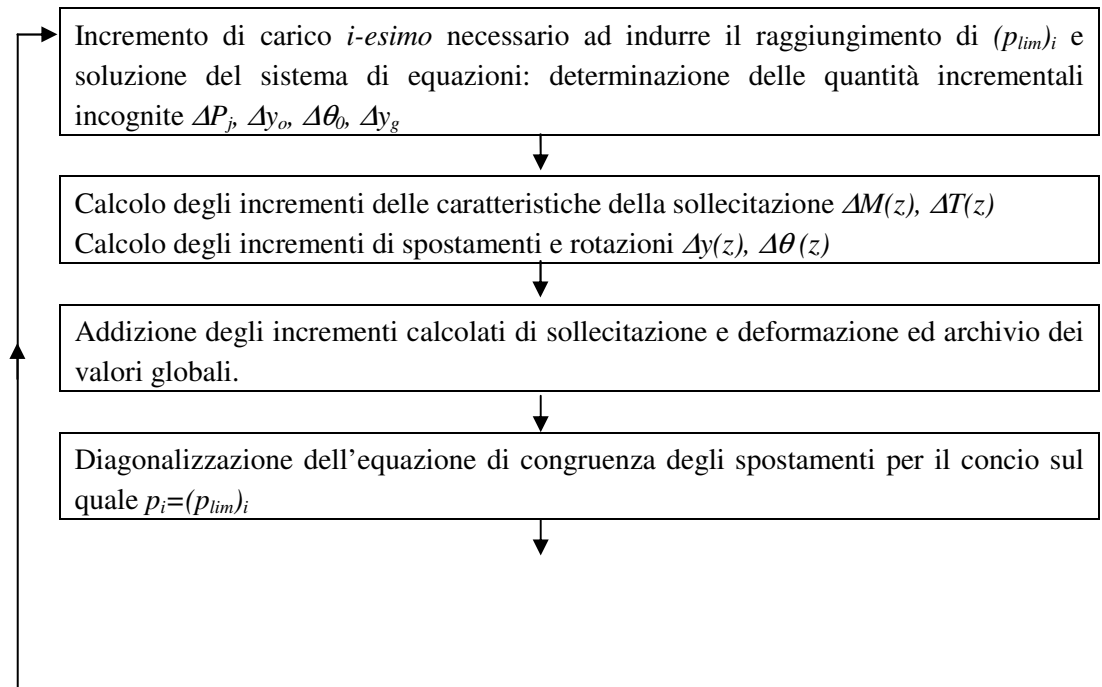
Dati in ingresso:

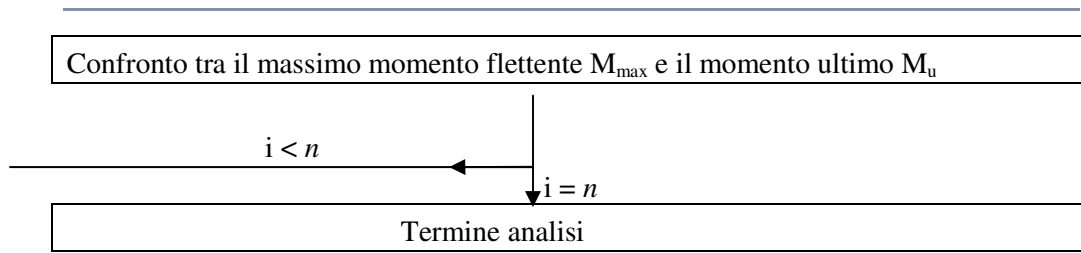
Numero di incrementi di carico  $n$   
Palo: numero di pali e disposizione in pianta;  $L, d, e, E_p I_p, M_u$ , condizioni di vincolo  
Semispazio:  $E, p_{lim}$

Pre-processo

Discretizzazione dell'interfaccia palo terreno  
  
Calcolo della matrice di flessibilità del palo  
Calcolo della matrice di flessibilità del terreno  
Calcolo della matrice complessiva per le condizioni di vincolo assegnate

Inizio dell'analisi non lineare di tipo incrementale





### 3.3 IL CODICE DI CALCOLO STHOP

#### 3.3.1 Generalità

Nella modellazione si trascura l'interazione con il terreno della struttura di collegamento; essa non fornisce alcun contributo nell'assorbire i carichi esterni applicati al gruppo di pali. La rigidezza della struttura di collegamento, caricata nel proprio piano, è ritenuta *infinita* rispetto alla rigidezza flessionale e tagliente dei pali. La condizione di vincolo imposta alla testa dei pali può variare in funzione del livello di carico, essa non è necessariamente una tra le due condizioni *estreme* di rotazione libera o impedita. L'applicazione del carico orizzontale sul gruppo di pali induce la nascita di tensioni normali sulla superficie di interfaccia palo-terreno (fondazione *liscia*); le caratteristiche della sollecitazione interna lungo il fusto dei pali sono date dal taglio e dal momento flettente, mentre sono assunte trascurabili le variazioni di sforzo assiale. Il terreno viene modellato come un semispazio elastico omogeneo e isotropo le cui proprietà meccaniche sono definite dalle grandezze  $E_s$  (modulo di Young) e  $\nu$  (coefficiente di Poisson). Il palo viene modellato come una trave elastica semplicemente inflessa la cui deformabilità è definita dal parametro rigidezza flessionale  $E_p I_p$ .

L'analisi statica non lineare di tipo incrementale viene condotta adottando la procedura descritta nel precedente paragrafo 3.2.9 per la modellazione dei fenomeni di scorrimento relativo che avvengono in corrispondenza del *concio* di un palo nel momento in cui si superi il corrispondente valore di soglia  $p_u$ . Gli incrementi dei carichi esterni, assorbiti dai *conci* che permangono in condizioni di elasticità, sono valutati secondo la teoria dell'elasticità in riferimento ad un modello le cui proprietà meccaniche ( $E_s$ ,  $\nu$ ,  $E_p I_p$ ) sono dipendenti dal livello di carico in quanto si considera la possibilità che la



---

rigidezza flessionale  $E_p I_p$  dei pali possa variare all'aumentare dei carichi esterni agenti.

Nel caso del palo singolo libero di ruotare in testa soggetto ad un carico assiale costante, oltre che ad un carico orizzontale, l'analisi non lineare di tipo incrementale può essere condotta introducendo una procedura iterativa di risoluzione del passo incrementale di calcolo al fine di portare in conto gli effetti del secondo ordine causati dalla presenza del carico assiale.

### 3.3.2 Modellazione del palo

Il palo viene modellato come una striscia verticale sottile di forma rettangolare il cui comportamento è descritto dal modello di trave elastica semplicemente inflessa (paragrafo 3.2.2).

La rigidezza flessionale di ciascun palo del gruppo può variare in funzione del livello di carico esterno. La discretizzazione della superficie di interfaccia palo – semispazio in aree elementari (paragrafo 3.2.3) individua dei *conci* di palo e di terreno sui quali si suppone agisca una pressione  $p$  uniforme; ad ognuno di tali *conci* viene assegnata una funzione momento-curvatura-sforzo normale  $M-\Psi-N$  al fine di definirne il comportamento nei riguardi delle deformazioni flessionali.

In una modellazione di tipo elastico – perfettamente plastico del comportamento flessionale del *concio* la rigidezza flessionale è costante fino al raggiungimento di un valore massimo del momento flettente  $M_u$  in corrispondenza del quale si induce la formazione di una cerniera plastica (figura 3.8 a). Nella modellazione adottata il raggiungimento delle condizioni di rottura è progressivo. Si impiega una relazione momento – curvatura - sforzo normale ( $M-\Psi-N$ ) del tipo descritto in figura 3.8b; detta funzione è continua a tratti e monotonicamente crescente fino al raggiungimento di  $M_u$ ; essa presenta discontinuità di prima specie in corrispondenza di valori limite  $(M_{lim})_i$  che segnano il passaggio da un intervallo di curvature al successivo caratterizzato da un valore minore del coefficiente angolare  $EI_i$ .

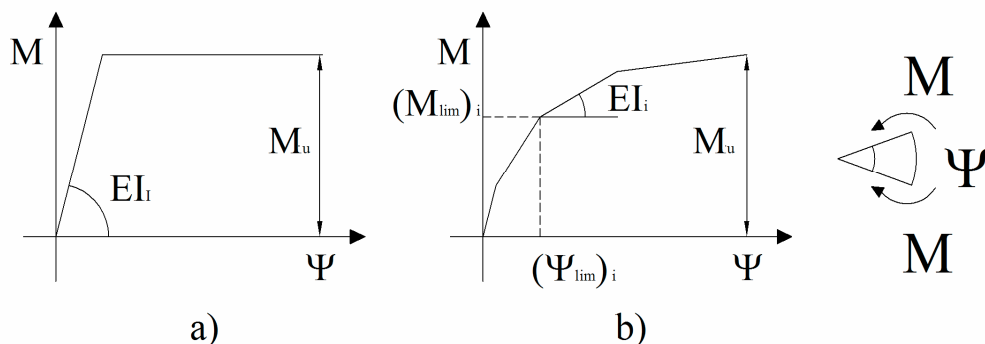


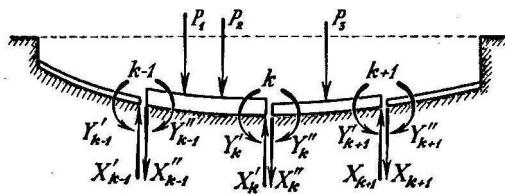
Figura 3.8. a) Palo elastico- perfettamente plastico; b) palo elastico non lineare.

La funzione  $M-\Psi-N$  può essere specificata per punti in dipendenza del tipo di sezione (sezioni miste acciaio calcestruzzo e sezioni in calcestruzzo armato precompresso oltre che sezioni in calcestruzzo armato).

Allo stato attuale il programma di calcolo definisce autonomamente la funzione momento-curvatura solo per *conci* in calcestruzzo armato secondo le modalità descritte al successivo paragrafo 3.6.

### 3.3.3 Matrice di flessibilità del palo

Le proprietà di deformabilità del generico palo del gruppo sono definite da un profilo di rigidezza flessionale che viene aggiornato, all'aumentare dei carichi esterni agenti, in funzione del profilo di sollecitazione flettente lungo l'asse. La matrice di flessibilità del palo, calcolata prima che l'analisi non lineare di tipo incrementale abbia inizio sulla base del profilo di rigidezza flessionale iniziale, viene aggiornata di conseguenza anch'essa in funzione del livello di sollecitazione flettente ad ogni incremento di carico. Al generico passo incrementale di calcolo, dunque, per il generico palo del gruppo, si è in ipotesi di elasticità lineare su una trave di rigidezza flessionale variabile lungo l'asse (figura 3.9).



---

Figura 3.9 (da Hetenyi,1946) Trave di fondazione con rigidezza flessionale variabile lungo l'asse su un *letto di molle*.

La matrice di flessibilità del palo è ottenuta, ancora una volta, utilizzando la teoria della trave elastica di Bernoulli – Eulero e facendo ricorso al metodo del vincolo ausiliario come descritto al paragrafo 3.2.4.

Gli spostamenti orizzontali  $y_i$  del baricentro del generico *concio*  $i$  – *esimo* sono ottenuti per sovrapposizione degli effetti considerando i tre differenti contributi dovuti alle azioni esterne ( $y_i'$ ), alle  $n$  reazioni del terreno agenti lungo il fusto del palo ( $y_i''$ ), ad un atto di moto rigido della trave ( $y_i'''$ ) costituito da una traslazione rigida  $y_0$  ed una rotazione rigida  $\theta_0$ . Essi sono dati dall'espressione 3.6:

$$y_i = -\sum_{j=1}^n a_{ij} P_j + y_0 + \theta_0 \cdot z_i$$

Gli spostamenti elastici dovuti alle  $n$  reazioni del terreno agenti lungo il fusto sono dati dalla 3.3:

$$y_i'' = \sum_{j=1}^n a_{ij} P_j$$

I termini  $a_{ij}$  costituiscono gli elementi della matrice di flessibilità del palo e sono calcolati, come noto, integrando due volte tra la sezione d'incastro e il punto di calcolo dello spostamento l'equazione:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial z^2} = \frac{M(z)}{EI} = \frac{P_j \cdot (z_j - z)}{EI} \quad (3.30)$$

imponendo le due condizioni di congruenza degli spostamenti  $y_0=0$  e  $\theta_0=0$  nella sezione di incastro. Al fine di estendere le capacità del modello all'analisi del comportamento di un elemento elastico semplicemente inflesso

con rigidezza flessionale costante a tratti lungo l'asse (per la variabilità di materiali e geometria lungo l'asse e/o in conseguenza del degrado dovuto all'aumentare delle curvature in alcuni tratti) la stessa equazione viene integrata per tratti di palo (*conci*), caratterizzati da un valore di  $E_p I_p$  costante scrivendo le opportune condizioni di congruenza sulle rotazioni e sugli spostamenti nei punti in cui si congiungono due tratti con differenti valori di rigidezza flessionale. Si ottengono in tal modo le seguenti espressioni 3.31 per i coefficienti  $a_{ij}$ . Le quantità  $z_i$  e  $z_j$  definiscono le distanze, dalla sezione di incastro, del punto in cui si calcola lo spostamento e del punto in cui agisce la forza, rispettivamente;  $l_k$  definisce la distanza, dalla sezione di incastro della quota di base del concio  $k$ -esimo;  $EI_k$  rappresenta la rigidezza flessionale del concio  $k$ -esimo:

$$a_{ij} = \sum_1^{i-1} k \left[ \left( \frac{(l_k - l_{k-1})^3}{3 \cdot EI_k} + \frac{(z_j - l_k) \cdot (l_k - l_{k-1})^2}{2 \cdot EI_k} \right) + \left( \frac{(l_k - l_{k-1})^2}{2 \cdot EI_k} + \frac{(z_j - l_k) \cdot (l_k - l_{k-1})}{EI_k} \right) \cdot (z_i - l_k) \right] + \left( \frac{(z_i - l_{i-1})^3}{3 \cdot EI_i} + \frac{(z_j - z_i) \cdot (z_i - l_{i-1})^2}{2 \cdot EI_i} \right)$$

per  $z_j > z_i$

$$a_{ji} = \sum_1^{j-1} k \left[ \left( \frac{(l_k - l_{k-1})^3}{3 \cdot EI_k} + \frac{(z_j - l_k) \cdot (l_k - l_{k-1})^2}{2 \cdot EI_k} \right) + \left( \frac{(l_k - l_{k-1})^2}{2 \cdot EI_k} + \frac{(z_j - l_k) \cdot (l_k - l_{k-1})}{EI_k} \right) \cdot (z_i - l_k) \right] + \left( \frac{(z_j - l_{j-1})^3}{3 \cdot EI_j} + \frac{(z_j - l_{j-1})^2}{2 \cdot EI_j} \cdot (z_i - z_j) \right)$$

per  $z_j \leq z_i$

(3.31)

---

### 3.3.4 Modellazione e matrice di flessibilità del terreno

Il terreno è modellato come un semispazio elastico omogeneo ed isotropo, caratterizzato da un valore del modulo di Young  $E_s$  ed uno del coefficiente di Poisson  $\nu_s$ . La modellazione adottata è stata descritta al paragrafo 3.2.5. Essa coincide con la modellazione adottata in NAPHOL.

### 3.3.5 Sistema di equazioni risolutivo

Il sistema di equazioni risolutivo che si ottiene dalla scrittura delle equazioni di congruenza e di equilibrio per il gruppo di pali liberi o impediti di ruotare in testa è stato riportato nel paragrafo 3.2.6.

Il programma di calcolo prevede la possibilità di considerare un condizione di vincolo variabile da quella di un incastro a quella di una cerniera all'aumentare dei carichi esterni agenti sul gruppo. Tale obiettivo viene perseguito modellando il comportamento del vincolo attraverso l'introduzione di una funzione momento-rotazione  $M_k-\Theta_k$  continua a tratti e monotonicamente crescente fino al raggiungimento di  $M_u$ ; essa presenta discontinuità di prima specie in corrispondenza di valori limite  $(M_{lim})_i$  che segnano il passaggio da un intervallo di rotazioni al successivo caratterizzato da un valore minore del coefficiente angolare  $K_k$  (rigidezza rotazionale)

In tal caso il sistema di equazioni risolutivo è ottenuto dal sistema 3.24 introducendo una semplice modifica nelle equazioni di equilibrio alla rotazione.

Le equazioni di congruenza restano invariate e sono fornite dalla 3.18:

$$\sum_{j=1}^n (a_{ijk} + b_{ijk}) P_{jk} + \sum_{\substack{k=1 \\ k \neq k}}^{m-1} \sum_{j=1}^n b_{ijk} P_{jk} - y_{0k} - z_{ik} \theta_{0k} = 0$$

allo stesso modo restano invariate le  $m$  equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale fornite dalla 3.21:

$$\sum_{j=1}^n P_j = H_k$$

e l'equazione di equilibrio alla traslazione globale del gruppo fornita dalla 3.23:

$$\sum_{k=1}^m H_k = H$$

Le  $m$  equazioni di equilibrio alla rotazione fornite dalla 3.22 vengono modificate come segue:

$$\sum_{j=1}^n P_j \cdot z_j = -M_k = -K_k \theta_k \quad (3.32)$$

in cui  $M_k$  è espresso come prodotto della rigidezza rotazionale  $K_k$  del nodo  $k$  per la rotazione in testa  $\theta_k$  del nodo medesimo.

Il sistema di equazioni risolutivo 3.23 si modifica pertanto assumendo la seguente forma:

(3.33)

$$\begin{bmatrix} \overline{\overline{C}}_{11} & \overline{\overline{C}}_{12} & \dots & \overline{\overline{C}}_{1n} & -1 & -z & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \overline{\overline{C}}_{21} & \overline{\overline{C}}_{22} & \dots & \overline{\overline{C}}_{2n} & -1 & \overline{0} & -z & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \overline{\overline{C}}_{n1} & \overline{\overline{C}}_{n2} & \dots & \overline{\overline{C}}_{nm} & -1 & \overline{0} & \overline{0} & \dots & -z & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\ \hline \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 & 1 & \dots & 1 \\ \hline \overline{z} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & 0 & K_1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \overline{0} & \overline{z} & \dots & \overline{0} & 0 & 0 & K_2 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \hline \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{z} & 0 & 0 & 0 & \dots & K_m & 0 & 0 & \dots & 0 \\ \hline 1 & 0 & \dots & \overline{0} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & -1 & 0 & \dots & 0 \\ \overline{0} & 1 & \dots & \overline{0} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & -1 & \dots & 0 \\ \hline \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \overline{0} & \overline{0} & \dots & 1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & -1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \overline{P}_1 \\ \overline{P}_2 \\ \dots \\ \overline{P}_m \\ y \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \dots \\ \theta_m \\ H_1 \\ H_2 \\ \dots \\ H_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \overline{0} \\ \overline{0} \\ \dots \\ \overline{0} \\ H \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.33)$$

---

Il vettore  $\overline{K} = (K_1, K_2, \dots, K_m)$  identifica gli  $m$  valori di rigidezza rotazionale relativi agli  $m$  nodi in cui avviene la connessione tra i pali e la struttura di collegamento. Esso è proprio del passo di calcolo e viene aggiornato in funzione del livello di sollecitazione flettente all'aumentare dei carichi esterni agenti.

### 3.3.6 Analisi non lineare

L'analisi non lineare di tipo incrementale prevede che, durante il processo risolutivo, il carico esterno cresca progressivamente. Il generico incremento del carico esterno può essere determinato in alternativa: 1) per ottenere il raggiungimento della condizione limite di pressione  $(p_{ult})_i$  in corrispondenza di uno degli  $n \times m$  conci del gruppo di pali; 2) per ottenere il raggiungimento di un valore  $(M_{lim})_i$  in corrispondenza di uno degli  $n \times m$  conci del gruppo di pali; 3) per ottenere il raggiungimento di un valore  $(M_{lim})_i$  in corrispondenza di uno dei  $m$  nodi attraverso i quali i pali sono connessi alla struttura di collegamento: il minimo tra i tre.

Nel primo caso il valore  $(p_{ult})_i$  di pressione esercitato dal terreno sul *concio* viene definitivamente acquisito e non subisce ulteriori variazioni nel corso dell'elaborazione; si procede alla diagonalizzazione della equazione di congruenza corrispondente, contenuta nel sistema di equazioni globale.

Nel secondo caso viene aggiornato il valore di rigidezza flessionale del concio  $n$  appartenente al palo  $m$  considerato leggendo il valore dalla relazione momento curvatura ad esso associata e, una volta aggiornata la matrice di flessibilità del palo, viene aggiornata la matrice complessiva nel sistema di equazioni globale.

Nel terzo caso viene aggiornato il valore di rigidezza rotazionale del nodo  $m$  secondo la relazione momento - rotazione ad esso associata in ingresso.

Anche nel programma STHOP, così come in NAPHOL, si introduce la possibilità che i valori di pressione ultima esercitati dal terreno in corrispondenza dei pali appartenenti a file successive alla prima sia regolato dal fenomeno di *rottura a blocco* (paragrafo 3.2.9).

Se il numero di incrementi di carico è pari ad *uno*, il programma conduce un'analisi semplicemente elastica, in tal caso la crescita del carico esterno si arresta alla *plasticizzazione* del primo *concio* di terreno. In caso contrario l'analisi procede fino al raggiungimento del valore del minimo momento flettente ultimo  $M_u$  individuato fra tutte le funzioni momento-curvatura e momento-rotazione assegnate agli  $n \times m$  *conci* e agli  $m$  nodi. È possibile comunque richiedere il termine dell'analisi per un assegnato livello di carico o spostamento minore.

STHOP; Analisi non lineare.

Dati in ingresso:

Numero di incrementi di carico  $n$

Palo: numero di pali e disposizione in pianta;  $L, d, e, [E_p I_p], [M_{lim}]$ , condizioni di vincolo. Semispazio:  $E_s, (p_{lim})_i$

Pre-processo

Discretizzazione dell'interfaccia palo terreno

Calcolo della matrice di flessibilità del palo

Calcolo della matrice di flessibilità del terreno

Calcolo della matrice complessiva per le condizioni di vincolo assegnate

Inizio dell'analisi non lineare di tipo incrementale

Incremento di carico  $i$ -esimo necessario ad indurre il raggiungimento di  $(p_{lim})_i$  o  $(M_{lim})_i$  e soluzione del sistema di equazioni: determinazione delle quantità incrementali incognite  $\Delta P_j, \Delta y_o, \Delta \theta_o, \Delta y_g$

Calcolo degli incrementi delle caratteristiche della sollecitazione  $\Delta M(z), \Delta T(z)$   
Calcolo degli incrementi di spostamenti e rotazioni  $\Delta y(z), \Delta \theta(z)$

Addizione degli incrementi calcolati di sollecitazione e deformazione ed archivio dei valori globali.

Diagonalizzazione dell'equazione di congruenza degli spostamenti per il concio sul quale  $p_i = (p_{lim})_i$  o aggiornamento del valore di rigidezza flessionale  $(EI)_i$  edella



matrice di flessibilità del palo e della matrice complessiva del sistema o aggiornamento del vettore  $\bar{K}$ .



Confronto tra il massimo momento flettente  $M_{max}$  e il minimo momento ultimo  $M_u$ : se  $M_{max} = M_u$  l'analisi termina



Termine analisi

### 3.3.7 Palo singolo, effetti del secondo ordine

Si consideri la trave di fondazione riportata in figura 3.10 (Hetenyi, 1946), essa è costituita da una parte immersa e da una parte a mensola. Nell'estremità O è presente un carico assiale  $N$  e un carico trasversale  $P$ . Poiché il momento flettente ad una distanza  $x < l$  dal punto O è  $M(x) = Px + Ny$  l'equazione differenziale della linea elastica della mensola è:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{N}{EI} y = -\frac{P}{EI} x \quad (3.34)$$

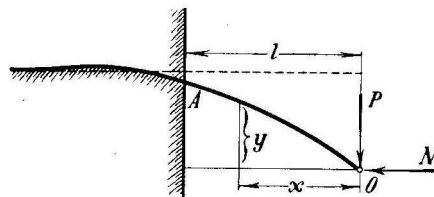


Figura 3.10 (da Hetenyi, 1946) Trave di fondazione parzialmente immersa sollecitata ad una estremità da un carico assiale  $N$  ed un carico trasversale  $P$ .

La soluzione generale della 3.34 è :

$$y_x = A \sin(cx) + B \cos(cx) - \frac{P}{N} x \quad (3.35)$$

in cui :

---


$$c = \sqrt{\frac{N}{EI}} \quad (3.36)$$

Dalla condizione che  $y=0$  per  $x=0$  si ottiene  $B=0$ ; così, dalla 3.35, si ottiene l'espressione di  $y(x)$ :

$$y(x) = A \sin(cx) - \frac{P}{N} x \quad (3.37)$$

La derivata prima della 3.37 fornisce l'espressione della rotazione  $\vartheta(x)$ :

$$\vartheta(x) = Ac \cos(cx) - \frac{P}{N} \quad (3.38)$$

La derivata seconda della 3.37 fornisce l'espressione del momento flettente  $M(x)$ :

$$M(x) = AN \sin(cx) \quad (3.39)$$

La costante di integrazione  $A$  può essere determinata dalla condizione che la linea elastica sia continua nel punto  $A$ , o, in altre parole, che la rotazione  $\vartheta(x)$  della parte immersa e della parte a mensola devono assumere lo stesso valore nel punto  $A$  (Hetenyi, 1946).

Il calcolo della rotazione  $\vartheta(x)$  nel punto  $A$  considerato appartenente alla parte di trave immersa viene condotto attraverso l'analisi dell'interazione palo - terreno sotto l'azione di un carico trasversale  $P$  e di una coppia  $M(x) = AN \sin(cl)$ .

In figura 3.11 è riportato un *concio* di palo su un letto di molle elastiche (Hetenyi, 1946). Sul *concio* le azioni sono date non solo da azioni normali all'asse (la reazione del terreno  $p=ky$ ) ma anche da azioni assiali  $N$  agenti nei baricentri delle sezioni di estremità; in conseguenza della differenza di quota

$dy$ , tali azioni inducono lungo l'asse del *concio* una variazione di sollecitazione flettente aggiuntiva pari a  $Ndy$  alla quale corrispondono curvature e spostamenti aggiuntivi.

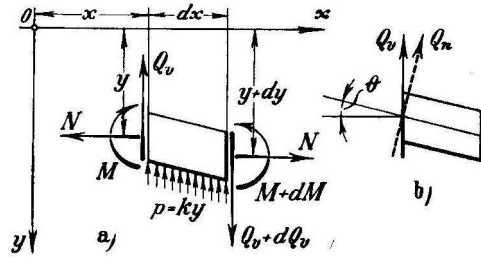


Figura 3.11 (da Hetenyi, 1946) Trave di fondazione su letto di molle elastiche.

Poulos & Davis (1980) portano in conto tali contributi in analisi elastiche finalizzate alla ricerca del carico critico del complesso palo terreno (figura 3.12). Nella modellazione il terreno è schematizzato come un semispazio elastico omogeneo e isotropo sovrastante uno strato rigido.

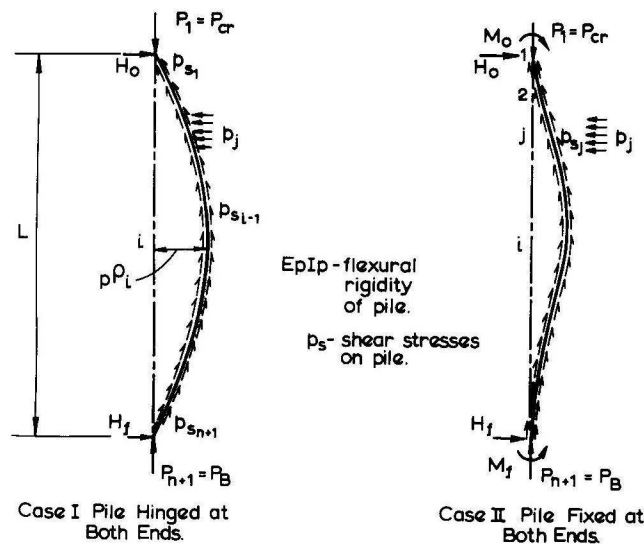


Figura 3.12 (da Poulos & Davis, 1980) Carico critico del complesso palo terreno, analisi elastica.

Gli spostamenti orizzontali dei punti di interfaccia palo-terreno considerati appartenenti al semispazio elastico sono calcolati con le espressioni riportate nei precedenti paragrafi.

Allo stesso modo gli spostamenti di tali punti considerati appartenenti al palo sono ottenuti integrando l'equazione differenziale della linea elastica:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (3.40)$$

Se si considera il baricentro del *concio i-esimo* lungo il fusto del palo il momento flettente  $M_i$  in tale punto è dato dall'espressione (Poulos & Davis,1980):

$$M_i = \frac{-dL^2}{n^2} \{C_i\} p + H_0 z_i + M_0 - P_1 y_i + (P_1 - P_2) \cdot [y_i - (y_1 + y_2)/2] + \\ + (P_2 - P_3) \cdot [y_i - (y_2 + y_3)/2] + \dots + (P_{i-1} - P_i) \cdot [y_i - (y_{i-1} + y_i)/2]$$

In cui:

- $P_i$  rappresenta il carico assiale nel punto  $i$ .
- $\{C_i\}$  rappresenta il vettore dei coefficienti per il calcolo del momento nel punto  $i$  dovuto alle  $p$
- $H_0$  è il carico orizzontale esterno
- $M_0$  è la coppia esterna
- $z_i$  è la profondità del baricentro  $i$ -esimo

La soluzione del problema al contorno è ottenuta scrivendo le equazioni di congruenza degli spostamenti, le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale ed alla rotazione e le opportune condizioni contorno valide per il caso specifico. La distribuzione di sforzo normale può essere ottenuta da un'analisi sul palo singolo libero di ruotare in testa sollecitato dal solo carico assiale (Poulos & Davis,1980).

Adottando le ipotesi di modellazione esposte in precedenza nel programma di calcolo STHOP il sistema di equazioni risolutivo viene ottenuto secondo procedure analoghe a quelle esposte nei paragrafi 3.3.1÷3.3.6.

La matrice di flessibilità del palo è ottenuta, ancora una volta, utilizzando la teoria della trave elastica di Bernoulli – Eulero e facendo ricorso al metodo del vincolo ausiliario. In assenza di sforzo normale gli spostamenti orizzontali  $y_i$  del baricentro del generico *concio*  $i$  – *esimo* sono stati calcolati per sovrapposizione degli effetti considerando i tre differenti contributi dovuti alle azioni esterne ( $y_i'$ ), alle  $n$  reazioni del terreno agenti lungo il fusto del palo ( $y_i''$ ), ad un atto di moto rigido della trave ( $y_i'''$ ) costituito da una traslazione rigida  $y_0$  ed una rotazione rigida  $\theta_0$ . È stata ottenuta l'espressione 3.6:

$$y_i = -\sum_{j=1}^n a_{ij} P_j + y_0 + \theta_0 \cdot z_i$$

in cui gli spostamenti elastici dovuti alle  $n$  reazioni del terreno agenti lungo il fusto sono dati dalla 3.3:

$$y_i'' = \sum_{j=1}^n a_{ij} P_j$$

Nella precedente espressione gli elementi  $a_{ij}$  della matrice di flessibilità del palo sono calcolati, integrando due volte tra la sezione d'incastro e il punto  $i$  di calcolo dello spostamento l'equazione 3.30 imponendo le condizioni di congruenza nella sezione di incastro ( $y_0 = 0$  e  $\theta_0 = 0$ ):

$$\frac{\partial^2 y}{\partial z^2} = \frac{M(z)}{EI} = \frac{P_j \cdot (z_j - z)}{EI}$$

In presenza di uno sforzo normale  $N$  la precedente espressione si modifica:

$$\frac{\partial^2 y}{\partial z^2} = \frac{M(z)}{EI} = \frac{P_j \cdot (z_j - z)}{EI} + \frac{N \cdot y(z)}{EI} \quad (3.41)$$

---

All'aliquota di spostamento elastico  $y_i''$ , ottenuta per doppia integrazione delle curvature associate alla distribuzione di momento flettente indotta dalle  $P_j$ , si aggiunge un'aliquota di spostamento  $(y_i'')_H$  che si ottiene per doppia integrazione delle curvature indotte dalla distribuzione continua di momento flettente del secondo ordine  $M''(z) = Ny(z)$ .

L'espressione 3.3 si modifica nella seguente espressione:

$$y_i'' = -\sum_{j=1}^n a_{ij} P_j + (y_i'')_H \quad (3.42)$$

L'espressione 3.6 che fornisce lo spostamento del palo in corrispondenza del baricentro dell'  $i$ -esimo concio si modifica nella seguente espressione:

$$y_i = -\sum_{j=1}^n a_{ij} P_j + (y_i'')_H + y_0 + \theta_0 \cdot z_i \quad (3.43)$$

L'espressione 3.10, che fornisce lo spostamento del semispazio in corrispondenza del baricentro dell'  $i$ -esimo concio del palo, resta inalterata. Per il palo singolo:

$$w_i = \sum_{j=1}^n b_{ij} P_j \quad (3.44)$$

Il sistema di equazioni risolutivo è ottenuto, al solito, imponendo la congruenza degli spostamenti in corrispondenza dei baricentri degli  $n$  conci in cui è suddivisa la superficie di interfaccia palo - semispazio elastico. Uguagliando la 3.43 alla 3.44 si ottiene:

$$-\sum_{j=1}^n a_{ij} P_j + (y_i'')_H + y_0 + \theta_0 \cdot z_i = \sum_{j=1}^n b_{ij} P_j \quad (3.45)$$

Si ottiene pertanto:

$$\sum_{j=1}^n (a_{ij} + b_{ij}) P_j - y_0 - \theta_0 z_i = (y_i'')_H \quad (3.46)$$

---

L'elemento:

$$c_{ij} = a_{ij} + b_{ij} \quad (3.47)$$

definisce la matrice di flessibilità globale del sistema palo – terreno.

Alle  $n$  equazioni di congruenza si aggiungono una equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale e una equazione di equilibrio alla rotazione intorno al punto  $z=0$ :

$$\sum_{j=1}^n P_j = H \quad (3.48)$$

$$\sum_{j=1}^n P_j \cdot z_j = -M - \int_0^L N dy \quad (3.49)$$

in cui  $H$  rappresenta il carico orizzontale esterno,  $M=He$  rappresenta la coppia esterna. Al secondo membro della 3.49 compare la risultante dei momenti del secondo ordine ottenuta per integrazione delle coppie elementari  $Ndy$ ; l'integrazione è estesa all'intervallo di profondità compreso tra il punto di applicazione del carico orizzontale  $H$  e la punta del palo  $L$ .

Si ottiene un sistema risolutivo costituito da  $(n+2)$  equazioni; le incognite sono le  $n$  reazioni  $P_j$  del terreno, lo spostamento in testa  $y_0$  e la rotazione in testa  $\vartheta_0$  ( $n+2$ ). In termini matriciali, il sistema di equazioni risolutivo si presenta nella seguente forma:

$$\begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1n} & -1 & -z_1 \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2n} & -1 & -z_2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{n1} & c_{n2} & \dots & c_{nn} & -1 & -z_n \\ \hline 1 & 1 & \dots & 1 & 0 & 0 \\ z_1 & z_2 & \dots & z_n & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \dots \\ P_n \\ y_0 \\ \theta_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} (y_1'')_{II} \\ (y_2'')_{II} \\ \dots \\ (y_n'')_{II} \\ H_L \\ -M - \int_0^L N \cdot dy \end{Bmatrix} \quad (3.50)$$

La matrice risolutiva del sistema, di dimensioni  $(n + 2) \times (n + 2)$ , contiene al suo interno la matrice  $c_{ij} = a_{ij} + b_{ij}$ , di dimensioni  $n \times n$ , che costituisce la matrice di flessibilità del complesso palo – terreno.

Le prime  $n$  righe del sistema di equazioni sono relative alle equazioni di congruenza; le ultime due a quelle di equilibrio.

È prevista la possibilità di condurre un'analisi non lineare di tipo incrementale del tipo descritto nel paragrafo 3.3.6.

Il carico esterno cresce progressivamente. Il generico incremento di carico esterno può essere determinato in alternativa: 1) per ottenere il raggiungimento della condizione limite di pressione  $(p_{ult})_i$  in corrispondenza di uno degli  $n$  *conci* del palo; 2) per ottenere il raggiungimento di un valore  $(M_{lim})_i$  in corrispondenza di uno degli  $n$  *conci* del palo: il minimo tra i due.

Nel primo caso il valore  $(p_{ult})_i$  di pressione esercitato dal terreno sul *concio* viene definitivamente acquisito e non subisce ulteriori variazioni nel corso dell'elaborazione; si procede alla diagonalizzazione della equazione di congruenza corrispondente, contenuta nel sistema di equazioni globale. Nel secondo caso viene aggiornato il valore di rigidezza flessionale del *concio* considerato leggendo il valore dalla relazione momento-curvatura ad esso associata e, una volta aggiornata la matrice di flessibilità del palo, viene aggiornata la matrice complessiva nel sistema di equazioni globale.

Se il numero di incrementi di carico è pari ad *uno*, il programma conduce un'analisi semplicemente elastica. In caso contrario l'analisi procede fino al raggiungimento del valore del momento flettente ultimo  $M_u$ . È possibile comunque richiedere il termine dell'analisi per un assegnato livello di carico o spostamento minore. Nel caso in cui siano portati in conto gli effetti del



secondo ordine l'analisi elastica, al passo incrementale di calcolo, viene condotta con una procedura iterativa: nell'ambito di una iterazione i contributi del secondo ordine presenti nelle 3.46 e 3.49 sono considerati come termini noti e coincidono con i valori calcolati alla iterazione precedente (sono nulli alla prima iterazione di calcolo). Il numero di iterazioni necessarie per la risoluzione del passo incrementale di calcolo varia in funzione di una tolleranza sullo scarto tra gli spostamenti ed è comunque minore di un numero massimo  $n_{max}$  (stabiliti entrambi come parametri in ingresso)

STHOP; Analisi non lineare, effetti del secondo ordine.

Dati in ingresso:

Numero di incrementi di carico  $n$ , numero massimo di iterazioni  $n_{max}$ , tolleranza  $toll$   
 Palo singolo libero di ruotare in testa:  $L, d, e, [EpIp], [M_{lim}]$ . Semispazio:  $E, p_{lim}$

Pre-processo

Discretizzazione dell'interfaccia palo terreno

Calcolo della matrice di flessibilità del palo

Calcolo della matrice di flessibilità del terreno

Calcolo della matrice complessiva per il palo singolo libero di ruotare in testa



Inizio dell'analisi non lineare di tipo incrementale

Incremento di carico  $i$ -esimo necessario ad indurre il raggiungimento di  $(p_{lim})_i$  o  $(M_{lim})_i$ : soluzione del sistema di equazioni considerando noti gli effetti del secondo ordine (alla prima iterazione essi sono nulli): determinazione delle quantità incrementali incognite  $\Delta P_j, \Delta y_o, \Delta \theta_o, \Delta y_g$



Calcolo degli incrementi delle caratteristiche della sollecitazione  $\Delta M(z), \Delta T(z)$   
 Calcolo degli incrementi di spostamenti e rotazioni  $\Delta y(z), \Delta \theta(z)$

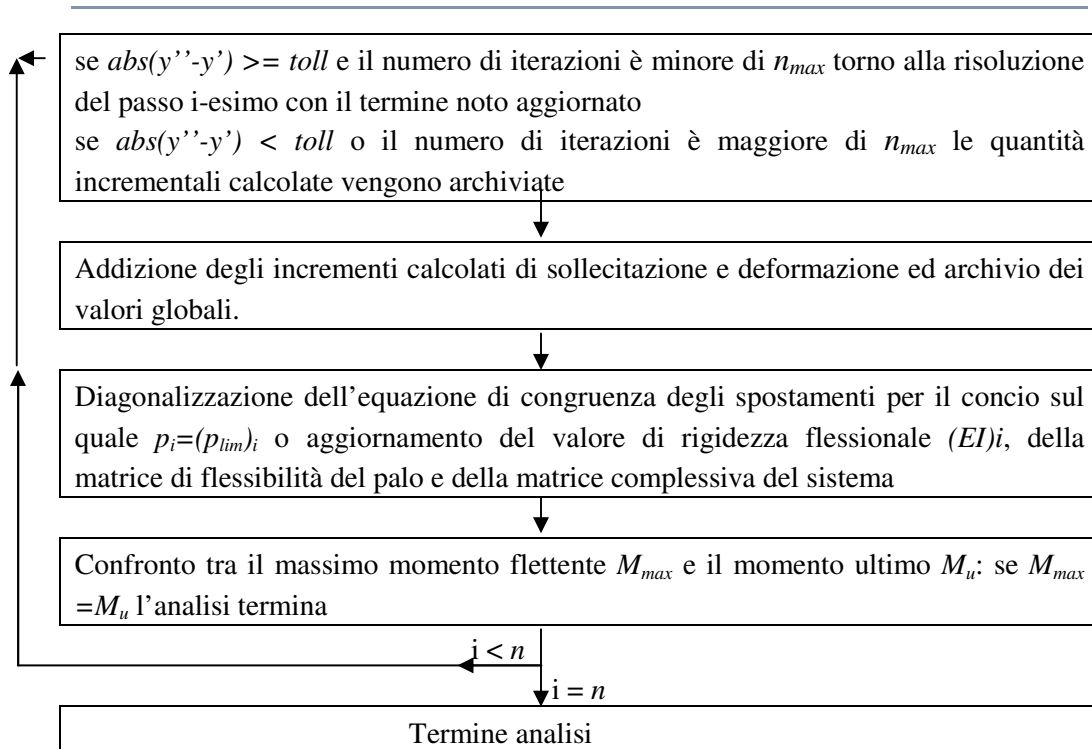


Aggiornamento del termine noto per l'iterazione successiva: calcolo dei nuovi valori dei momenti del secondo ordine e degli spostamenti elastici ad essi associati



Confronto tra la deformata di partenza e la deformata calcolata:





### 3.4 ANALISI MOMENTO CURVATURA

#### 3.4.1 Legge momento curvatura per un concio di lunghezza finita

In un tratto a momento costante di un elemento in cemento armato si formano all'aumentare delle deformazioni un certo numero di lesioni; gli stati tensionali presenti nelle sezioni fessurate e nelle sezioni comprese tra due fessure consecutive sono differenti e di ciò risentono i valori locali della curvatura (Giuffrè & Pinto, 1970). L'effetto irrigidente (*tension stiffening*) provocato dall'aderenza acciaio-calcestruzzo in un tratto compreso tra due fessure consecutive incrementa la rigidezza flessionale dell'elemento di lunghezza finita rispetto alla rigidezza flessionale della sezione fessurata.

Questo effetto diminuisce all'aumentare del livello di sollecitazione flettente (Giuffrè & Pinto, 1970; Vitharana, 1991).

Una legge momento – curvatura - sforzo normale calcolata per la sezione fessurata mal si presta a definire il comportamento flessionale di un *concio* di palo; quest'ultimo, infatti, ha una lunghezza finita ed è soggetto a una variazione di curvatura lungo l'asse: è necessario considerare una curvatura media piuttosto che da una curvatura locale.

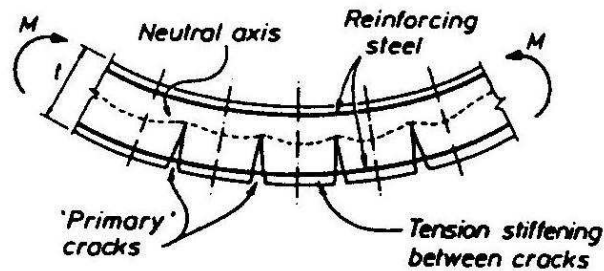


Fig. 3.13 Fenomeno del tension stiffening (da Vitharana, 1991).

La rigidezza flessionale secante *effettiva*  $E_c I_e$  di un elemento in cemento armato decresce seguendo l'andamento riportato in figura 3.14 (Vitharana, 1991).

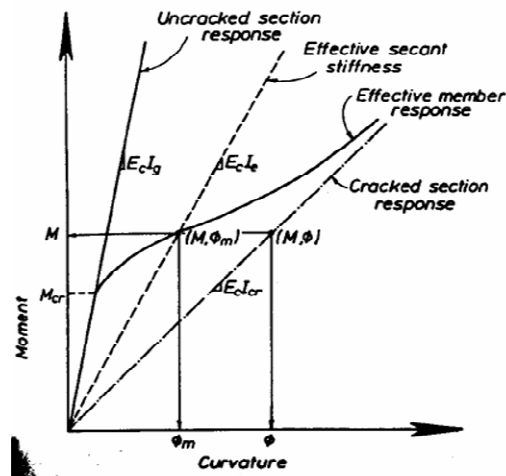


Fig. 3.14 Andamento tipico della relazione momento – curvatura per un elemento in

---

cemento armato sollecitato a flessione (da Vitharana,1991).

L'*American Concret Institute* (ACI, 1989), sulla base dell'osservazione del comportamento di elementi in cemento armato sollecitati a flessione, formula una legge empirica attraverso la quale calcolare la rigidezza flessionale  $E_c I_e$  in funzione del livello di sollecitazione flettente:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \cdot I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \quad (3.49)$$

$$M_{cr} = \frac{f_t I_g}{y_c}; \quad (3.50)$$

$$f_t = 19,7 \sqrt{f'_c} \quad (3.51)$$

Nelle precedenti espressioni  $I_e$  rappresenta il momento di inerzia *effettivo* della sezione in corrispondenza di un assegnato valore del momento flettente  $M$ ; nel calcolo della rigidezza flessionale  $E_c I_e(M)$  si assume in tal modo che il modulo di elasticità longitudinale  $E_c$  sia indipendente dallo stato di tensione e deformazione. Il momento di inerzia della sezione integra  $I_g$  viene calcolato, trascurando il contributo delle armature, intorno all'asse baricentrico della sezione;  $I_{cr}$  è il momento di inerzia della sezione fessurata; il momento di fessurazione  $M_{cr}$  viene espresso attraverso la *formula di Navier* in cui  $y_c$  rappresenta la distanza dall'asse neutro della estrema fibra in tensione; le quantità  $f_t$  e  $f'_c$  rappresentano rispettivamente la resistenza a trazione e la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Nelle espressioni 3.49÷3.51 non si tiene conto dello sforzo normale  $P$ , nei casi reali questo aspetto costituisce una limitazione (Reese, 1997).

Vitharana (1991) suggerisce modificare le espressioni precedenti nel modo seguente:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \cdot I_{tg} + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \quad (3.52)$$

in cui:

$$M_{cr} = \left[ \frac{P}{A_{tg}} + f_t \right] \cdot \frac{I_{tg}}{0,5d_p} \quad (3.53)$$

$$A_{tg} = (1 + n\rho)A_g \quad (3.54)$$

$$I_{tg} = \left[ 1 + 2n\rho \left( \frac{d_r}{d_p} \right)^2 \right] \cdot I_g \quad (3.55)$$

$$A_g = \frac{\pi d_p^2}{4}; \quad I_g = \frac{\pi d_p^4}{64}; \quad \rho = \frac{A_{st}}{A_g} \quad (3.56)$$

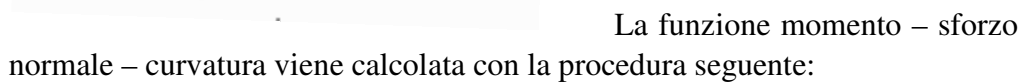
Nelle precedenti espressioni  $d_p$  rappresenta il diametro del palo;  $d_r$  rappresenta il diametro del nucleo confinato;  $n = E_s/E_c$  è il rapporto tra il modulo di elasticità  $E_s$  dell'acciaio e il modulo di elasticità  $E_c$  del calcestruzzo;  $\rho$  rappresenta la percentuale geometrica di armatura longitudinale.

Il momento di inerzia della sezione integra  $I_{tg}$  viene calcolato, con l'espressione 3.55, considerando il contributo delle armature; il momento di fessurazione  $M_{cr}$  tiene conto del livello di sforzo normale  $P$ ; ancora una volta, nel calcolo della rigidezza flessionale  $E_c I_e = E_c I_e(M)$ , si assume che il modulo di elasticità longitudinale  $E_c$  sia indipendente dallo stato di tensione e deformazione.

L'espressione 3.52 fornisce la possibilità di ottenere la rigidezza flessionale *tangente*  $E_c I_t$  attraverso la seguente espressione matematica:

$$I_t = \frac{I_e^2}{[4I_e - 3I_{cr}]} \quad (3.57)$$

La sezione viene suddivisa in strisce elementari parallele all'asse neutro su ciascuna delle quali agisce una tensione monoassiale uniforme (figura 3.15).



- $$\mathcal{E}(x) = \frac{\mathcal{E}_c}{c}(x - 0.5D + c) \quad (3.58)$$

in cui  $D$  è il diametro della sezione e  $c$  è la profondità dell'asse neutro. La quantità:

$$\Psi = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (3.59)$$

esprime il valore di curvatura nella sezione.

Il diagramma delle  $\varepsilon(x)$  è unico nell'ipotesi di perfetta aderenza tra i materiali.

2. Noti i legami costitutivi dei materiali si valutano le tensioni monoassiali nel calcestruzzo e nell'acciaio. Si calcola la risultante  $P$  ed il momento risultante  $M$  integrando tali tensioni in forma discreta. Per la sezione circolare:

$$N = \int_{x=(D/2)-c}^{D/2} [b_{c(x)} f_c(\varepsilon_x) + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu}(\varepsilon_x)] dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_s(\varepsilon_{xi}) \quad (3.60)$$

$$M = \int_{x=(D/2)-c}^{D/2} [b_{c(x)} f_c(\varepsilon_x) + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu}(\varepsilon_x)] x dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_s(\varepsilon_{xi}) x_i \quad (3.61)$$

Le equazioni riportate valgono, ovviamente, anche per la sezione rettangolare assumendo  $b$  e  $b_c$  indipendenti da  $x$ .

I termini  $f_c(\varepsilon)$ ,  $f_{cu}(\varepsilon)$ , e  $f_s(\varepsilon)$  rappresentano i valori di tensione monoassiale noti, rispettivamente, dai legami costitutivi del calcestruzzo confinato del nucleo, del calcestruzzo non confinato di ricoprimento e dell'acciaio costituente l'armatura longitudinale. L'area della singola barra d'acciaio è denominata  $A_{si}$  mentre con  $x_i$  si indica la sua distanza dall'asse baricentrico della sezione geometrica.

3. Noto il valore dello sforzo normale  $P$  nella sezione l'equazione 3.60 viene risolta in  $c$  con una procedura iterativa facendo variare  $\Psi$  e imponendo l'equilibrio alla traslazione. Ottenuta in tal modo la posizione dell'asse neutro si può calcolare un punto del diagramma  $M$ - $P$ - $\Psi$ .

A questo punto inizia un ciclo successivo assumendo un nuovo valore di  $\Psi$  e di  $\varepsilon_c$  in base ai quali si determina un nuovo punto del diagramma  $M-P-\Psi$ . Si ripete il procedimento in modo da descrivere l'andamento completo della curva.

Per tenere conto del fenomeno del *tension stiffening* la rigidezza flessionale sia locale che media dei *conci* in cui il momento flettente è minore del momento di snervamento  $M_y$  viene valutata considerando un legame momento-curvatura bilineare in cui la curvatura allo snervamento è quella della sezione fessurata (fig. 3.16).

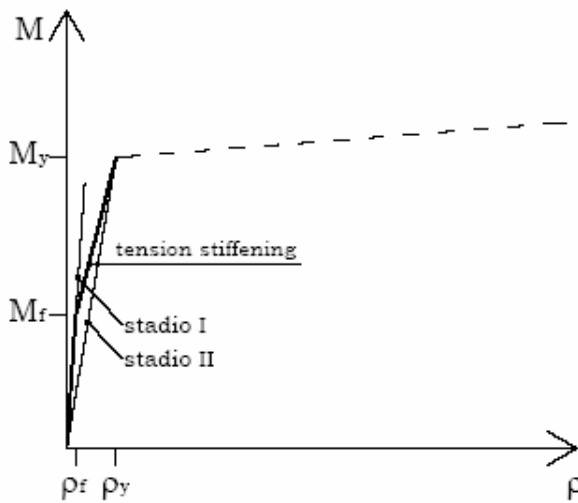


Fig. 3.16 Legame momento-curvatura bilineare per il cono di lunghezza finita ( $M < M_y$ ).

Come suggerito da Beeby (1968), per sollecitazioni flettenti minori del momento di snervamento, l'effetto del *tension stiffening* è valutato come differenza tra la curvatura della sezione fessurata e la curvatura valutata dal diagramma riportato in figura 3.16.

B.Broms (23,25) e J.C.Maldague (1965) affrontano il problema studiando il solido compreso tra due lesioni consecutive soggetto alle azioni ad esso trasmesse dal conglomerato adiacente e dalle barre metalliche che lo attraversano; in tal caso, per studiare la distribuzione delle tensioni nei conci compresi tra due fessure consecutive, è necessario fare delle ipotesi sull'andamento delle deformazioni nelle sezioni interne e sul legame di aderenza lungo la barra; J.C. Maldague (1965) calcola la curvatura media



servendosi di un momento di inerzia medio determinato mediante condizioni di equilibrio tra le risultanti delle tensioni interne e le caratteristiche della sollecitazione.

In figura 3.16  $M_y$  e  $\rho_y$  rappresentano rispettivamente i valori teorici di momento flettente e curvatura in corrispondenza del primo snervamento dell'armatura longitudinale, il loro rapporto definisce la rigidezza flessionale *secante*:

$$E_c I_e = M_y / \rho_y \quad (3.62)$$

Priestly et Al. (1996) forniscono indicazioni di carattere quantitativo sui valori del rapporto  $I_e/I_g$  tra il momento di inerzia *effettivo*  $I_e$  della sezione nelle condizioni di primo snervamento, e il momento di inerzia  $I_g$  della sezione integra, tale rapporto dipende dalle seguenti quantità:

$$P/f'_c A_g \quad (3.63)$$

$$A_{st}/A_g \quad (3.64)$$

in cui  $P$  è il livello di carico assiale nella sezione,  $f'_c$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo,  $A_{st}$  rappresenta l'area totale di acciaio costituente l'armatura longitudinale ed  $A_g$  rappresenta l'area della sezione integra. Le indicazioni di Priestley et Al. (1996) sono riportate in figura 3.17: si osserva come per valori tipici del rapporto  $A_{st}/A_g$  compresi tra 0,01 e 0,03 e valori del rapporto  $P/f'_c A_g$  compresi tra 0,1 e 0,3 si verifichi una riduzione del momento di inerzia effettivo della sezione compresa tra il 35- 60%.

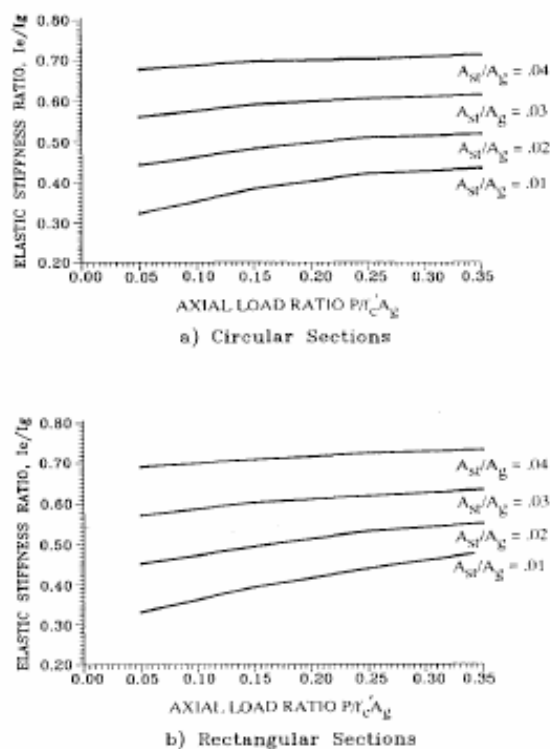


FIG. 4.9 Effective stiffness of cracked reinforced concrete sections [N4].

---

Fig.3.17 (da Priestley et Al.,1996). Rapporto  $I_e/I_g$  per sezioni in calcestruzzo armato di forma circolare e rettangolare.

Nel campo delle grandi deformazioni Giuffrè & Pinto (1970) suggeriscono di estendere la validità del legame momento - sforzo normale - curvatura calcolato per la sezione all'elemento di lunghezza finita soggetto a momento costante. In tale fase, infatti, l'aderenza acciaio-conglomerato nelle zone non fessurate incide poco sulla deformabilità dell'elemento. Questa ipotesi viene adottata per  $M > M_y$ .

Per livelli di sollecitazione superiori a  $M_y$  il numero di punti di calcolo della relazione momento – sforzo normale – curvatura può variare a seconda del dettaglio che si richiede all'analisi, nel caso più semplice si può unire con un tratto rettilineo il momento di primo snervamento  $M_y$  al momento ultimo  $M_u$  ottenendo una relazione trilineare.

Il valore del momento ultimo  $M_u$  (e della curvatura ultima  $\Psi_u$ ) può essere scelto in corrispondenza di un determinato valore ultimo di deformazione di compressione  $\epsilon_{cu}$  del calcestruzzo o di trazione  $\epsilon_{su}$  dell'acciaio. Scott et Al. (1982), Mander et Al.(1988) e Priestley et Al.(1996) suggeriscono di assumere un valore di  $\epsilon_{cu}$  in corrispondenza del quale si verifica la rottura della prima staffa di confinamento; tale limite può essere previsto razionalmente uguagliando l'energia di deformazione immagazzinata nell'armatura trasversale quando questa è sollecitata dalla tensione di snervamento  $f_{yh}$  all'incremento di energia assorbita dal calcestruzzo in seguito al confinamento (fig. 3.18, Mander et Al.,1988).

Una stima conservativa della  $\epsilon_{cu}$  è data dalla seguente espressione (Priestley et Al.,1996):

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f_{cc}'} \quad (3.65)$$

in cui  $\varepsilon_{su}$  è la deformazione nell'acciaio in corrispondenza della massima tensione di trazione e  $\rho_s = 4A_{sp}/d's$  è il rapporto volumetrico di armatura di confinamento. Per sezioni rettangolari  $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ . Valori tipici di  $\varepsilon_{cu}$  sono compresi tra 0.012 e 0.05 (valori molto maggiori di quelli assunti per il calcestruzzo non confinato).

Scott et Al.(1982) suggeriscono quale limite inferiore l'espressione:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.9\rho_s \left[ \frac{f_{yh}}{300} \right] \quad (3.66)$$

in cui si assume che la  $\varepsilon_{cu}$  per il calcestruzzo non confinato sia pari a 0,004. L'equazione 3.65 è stata derivata in riferimento a sezioni sollecitate da sforzo normale centrato, quando essa viene utilizzata in riferimento a sezioni pressoinflesse risulta conservativa almeno del 50% (Priestley et Al.,1996). L'equazione 3.65, inoltre, è stata sviluppata a partire dall'osservazione del comportamento sperimentale di elementi in calcestruzzo armato pressoinflessi strumentati nella loro regione centrale; generalmente, per un gruppo di pali di fondazione, le sezioni nelle quali si verifica il momento massimo si trovano in prossimità della struttura di collegamento la quale fornisce un confinamento addizionale (Priestley et Al.,1981; Park et Al.,1982; Priestley et Al.,1996). In tali casi i fenomeni di prima espulsione del copriferro si verificano per valori di deformazione di compressione pari a 0.006-0.01 (Priestley et Al.,1996).

Park et Al.(1982) evidenziano come il calcolo di una curvatura ultima basato sull'assunzione di un valore ultimo della deformazione longitudinale all'estrema fibra compressa del nucleo confinato può risultare eccessivamente conservativo; gli autori ritengono più razionale un approccio basato sulla riproduzione dell'intera funzione momento curvatura che consenta di definire la curvatura ultima in corrispondenza di un valore del momento flettente pari all'80-90% del massimo momento flettente che la sezione può sopportare (Park & Sampson, 1972 ).

---

Nel codice di calcolo STHOP messo a punto con la presente Tesi di Dottorato il valore del momento ultimo  $M_u$  viene assunto in corrispondenza del punto di massimo della funzione momento curvatura, in cui essa presenta un'inversione nella risposta; è possibile, in alternativa, adottare un valore di  $M_u$  corrispondente ad un assegnato valore di deformazione ultima di compressione  $\varepsilon_{cu}$  del calcestruzzo o di trazione  $\varepsilon_{su}$  dell'acciaio.

Un'analisi del tipo descritto in precedenza richiede la conoscenza dei legami costitutivi del calcestruzzo confinato costituente il nucleo della sezione, del calcestruzzo non confinato costituente il ricoprimento e dell'acciaio costituente l'armatura longitudinale; nei paragrafi seguenti saranno illustrati nel dettaglio i legami costitutivi implementati nel codice di calcolo STHOP.

### **3.4.2 *Il legame costitutivo del calcestruzzo confinato***

In letteratura sono presenti numerose formulazioni del legame costitutivo del calcestruzzo per stato tensionale di compressione monoassiale: Hognestad (1951); Saenz (1964); Desayi & Krishnan (1964); Todeschini et Al.(1964); Sinha et Al.(1964); Kent & Park (1971); Sargin, (1971); Popovics (1973); Bazant & Bhat (1976); Vallenat et Al. (1977); Sheikh & Uzumeri (1980); Park et Al.(1982); Thorenfeldt et Al. (1987); Mander et Al. (1988); Izzuddin et Al.(1994); Hoshikuma et Al.(1997); Kwon & Spacone (2002).

Una tra le formulazioni più recenti per il calcestruzzo confinato si deve a Mander et Al.(1988); l'autore consente con un'unica espressione analitica di tenere conto dell'incremento di resistenza a compressione e della corrispondente deformazione, per elementi con sezione trasversale sia circolare che quadrata o rettangolare. Questo risultato viene perseguito attraverso una dettagliata definizione del nucleo confinato che consente di portare in conto l'effetto di confinamento in maniera appropriata. Il modello considera i carichi ciclici ed include gli effetti della velocità di deformazione. Viene utilizzato un bilancio d'energia per prevedere la deformazione longitudinale di compressione cui corrisponde la prima frattura nell'armatura trasversale.

Nella presente Tesi di Dottorato il modello di Mander et Al. (1988) è stato implementato nel codice di calcolo per l'analisi momento curvatura delle

sezioni in calcestruzzo armato. Si riporta la sua descrizione nel seguito nel caso di applicazione del carico quasi statica con legge monotonicamente crescente. Il legame tensione deformazione è illustrato in figura 3.18 ed è basato su di una equazione suggerita da Popovics (1973).

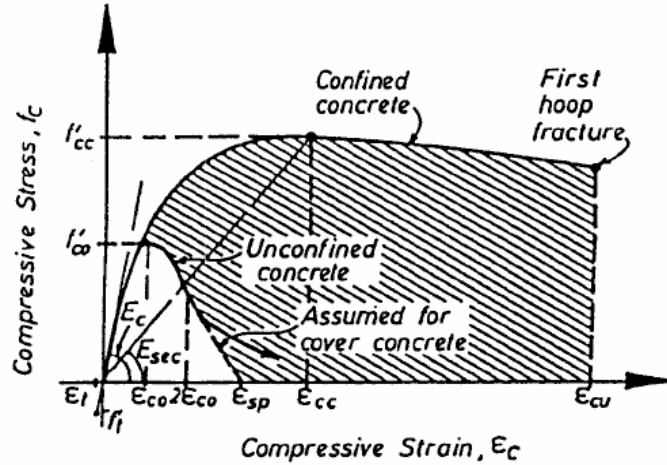


Fig. 3.18 (da Mander et Al, 1988)

Legame costitutivo del calcestruzzo per stato tensionale monoassiale di compressione.

Il calcestruzzo non confinato, che costituisce il ricoprimento del nucleo confinato, presenta una resistenza a compressione  $f'_{c0}$  in corrispondenza della quale la dilatazione lineare  $\varepsilon_{c0}$  assume generalmente valore pari a 0,002; la parte del ramo discendente del legame tensione-deformazione, nell'intervallo in cui risulta  $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$ , si assume essere una retta la cui intersezione con l'asse delle  $\varepsilon_c$  fornisce la deformazione di espulsione del ricoprimento  $\varepsilon_{sp}$ .

Il calcestruzzo confinato presenta una resistenza a compressione  $f'_{cc}$  in corrispondenza della quale la dilatazione lineare è pari a  $\varepsilon_{cc}$  ed è fornita dalla seguente espressione (Richart, 1928):

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3.67)$$

Il legame tensione deformazione ( $f_c - \varepsilon_c$ ) del calcestruzzo confinato è fornito dalla seguente espressione:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (3.68)$$

in cui:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.69)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.70)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \quad [MPa] \quad (3.71)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.72)$$

Nell'espressione (3.71)  $E_c$  rappresenta il modulo di elasticità tangente iniziale del calcestruzzo.

Al fine di determinare la resistenza a compressione  $f'_{cc}$  del calcestruzzo confinato viene utilizzato un modello costitutivo che prevede una specifica superficie di rottura per stati tensionali pluriassiali di compressione: il modello a 5 parametri proposto da William & Warnke (1975). Si utilizza in particolare la superficie ultima basata sui test triassiali di Schickert & Winkler (1977). Dettagli del calcolo sono forniti da Elvis & Murray (1979).

La soluzione generale del criterio di rottura in funzione delle tensioni di confinamento  $f'_{l1}$  e  $f'_{l2}$  è riportata in figura 3.19.

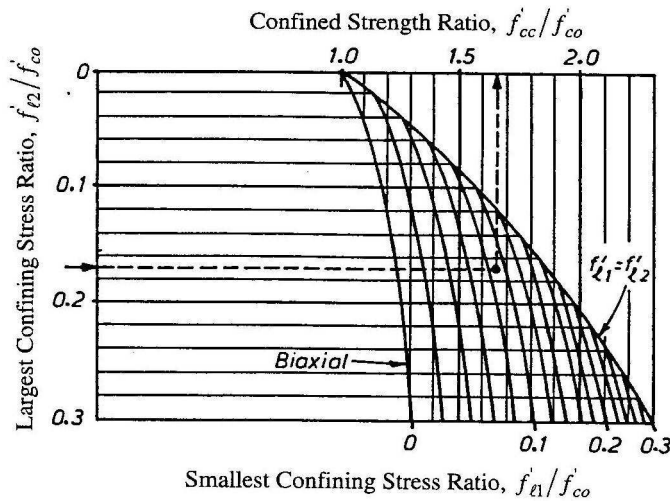


Fig. 3.19 (da Mander et Al, 1988)

Incremento di resistenza a compressione per sezioni rettangolari in funzione delle tensioni di confinamento

Quando il nucleo confinato è posto in compressione triassiale con uguali tensioni di confinamento  $f'_{l1} = f'_{l2} = f'_l$  (esercitate da spirale o staffe circolari) la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato è fornita dalla seguente espressione:

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} \right) \quad (3.73)$$

Si ricorre ad un approccio simile a quello impiegato da Sheikh & Uzumeri (1980) per determinare la pressione di confinamento  $f'_{cc}$  effettiva esercitata sulla sezione di calcestruzzo: l'armatura trasversale esercita la sua azione di confinamento solo sulla parte del nucleo dove la tensione di confinamento si sviluppa appieno per effetto arco (figura 3.20 per la sezione circolare e figura 3.22 per la sezione rettangolare); in una sezione intermedia tra due livelli consecutivi di armatura trasversale l'area  $A_e$  di calcestruzzo effettivamente confinato sarà inferiore rispetto ad una sezione che si trova proprio in corrispondenza dell'armatura trasversale stessa.

Per convenienza, si assume comunque che l'area confinata  $A_{cc}$  sia calcolata come l'area  $A_c$  delimitata dalla spirale o dalla staffa più esterna al netto dell'area di acciaio costituente l'armatura longitudinale:

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (3.74)$$

in cui  $\rho_{cc}$  è il rapporto tra l'area complessiva di acciaio costituente l'armatura longitudinale e l'area del nucleo della sezione  $A_c$  delimitata dalla spirale o della staffa perimetrale.

Poiché per *effetto arco* risulta  $A_e < A_{cc}$  si considera un fattore riduttivo  $k_e$  per ottenere la pressione laterale di confinamento effettiva  $f'_l$ :

$$f'_l = f_l k_e \quad (3.75)$$

dove  $f_l$  è la pressione laterale di confinamento assunta uniformemente distribuita sulla superficie laterale del nucleo confinato; il fattore riduttivo  $k_e$  viene calcolato come:

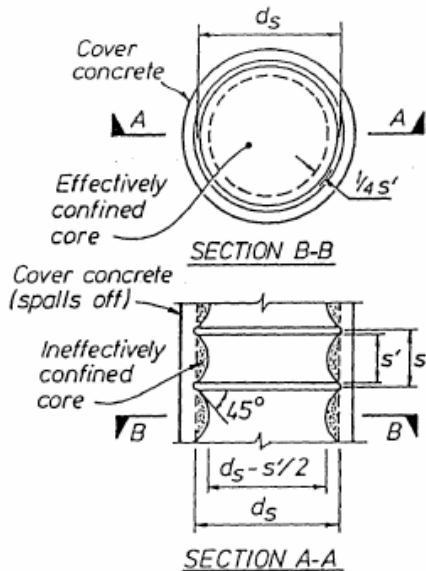
$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (3.76)$$

ed assume espressioni differenti per la sezione sia circolare o rettangolare in funzione delle caratteristiche dell'armatura trasversale di confinamento.

In figura 3.20, per la sezione circolare, si assume che l'*effetto arco* si sviluppi nella forma di una parabola con tangente iniziale pari a  $45^\circ$ , l'area di calcestruzzo effettivamente confinato nella sezione intermedia tra due livelli consecutivi di armatura trasversale è:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left( d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left( 1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2 \quad (3.77)$$

in cui  $s'$  rappresenta la distanza netta tra due livelli consecutivi armatura trasversale e  $d_s$  rappresenta il diametro del nucleo confinato.





---

Fig. 3.20 (da Mander et Al., 1988) Aliquota del nucleo effettivamente confinata per *effetto arco* in presenza di staffe circolari.

L'area del nucleo è data dall'espressione:

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc})^2 \quad (3.78)$$

Di conseguenza per staffe circolari il coefficiente  $k_e$  è:

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (3.79)$$

In modo simile, nel caso in cui l'armatura trasversale sia costituita da una spirale circolare risulta:

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (3.80)$$

La pressione di confinamento  $f_l$  viene calcolata considerando lo schema riportato in figura 3.21b: si assume che, a causa della tensione uniforme che è presente nell'armatura trasversale allo snervamento, la pressione di confinamento esercitata sul nucleo sia uniforme. In tali per l'equilibrio alla traslazione si avrà:

$$2f_{yh}A_{sp} = f_l s d_s \quad (3.81)$$

in cui  $f_{yh}$  è la tensione di snervamento dell'acciaio costituente l'armatura trasversale,  $A_{sp}$  è l'area dell'armatura trasversale;  $f_l$  è la pressione laterale di confinamento sul calcestruzzo del nucleo ed  $s$  è il passo della spirale o delle staffe circolari.

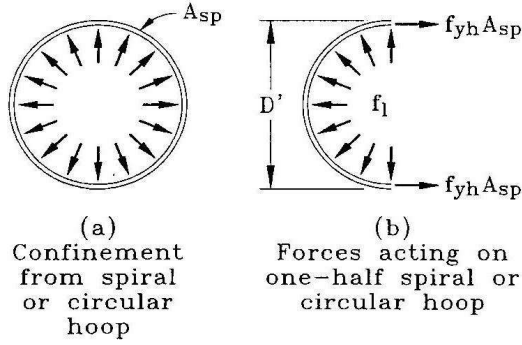


Fig.3.21 (da Priestley et Al.,1988):Azione di confinamento massima  $f_l$  esercitata dalla'armatura trasversale allo snervamento.

Detto  $\rho_s$  il rapporto tra il volume di armatura trasversale di confinamento e il volume di nucleo confinato definito dall'espressione:

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s}{\frac{\pi}{4} d_s^2 s} = \frac{4 A_{sp}}{d_s s} \quad (3.82)$$

Sostituendo nella 3.81 si ottiene:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (3.83)$$

di conseguenza la pressione di confinamento effettiva sul calcestruzzo è

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (3.84)$$

Nel caso di sezione rettangolare si assume, ancor una volta, che l'*effetto arco* si sviluppi in forma di parabola con tangente iniziale di 45°. L'*effetto arco* si sviluppa nel piano verticale tra i livelli consecutivi di armatura trasversale e nel piano orizzontale tra le barre di armatura longitudinale.

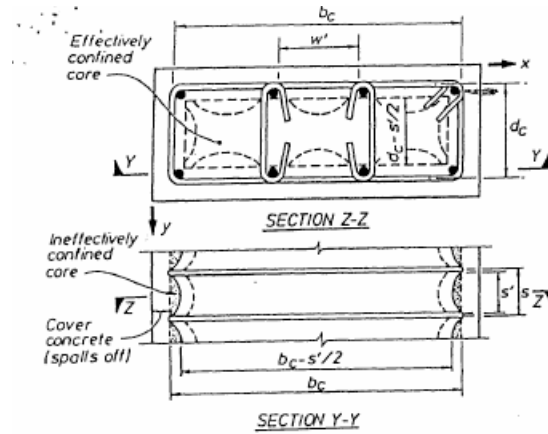


Fig. 3.22 (da Mander et Al., 1988)  
Aliquota del nucleo effettivamente confinata per *effetto arco* in presenza di staffe rettangolari.

Nel piano orizzontale (sezione z-z in figura 3.22), in corrispondenza della sezione dotata di armatura trasversale, l'area di calcestruzzo effettivamente confinata si ricava sottraendo l'area definita dalle parabole (fig.3.22): indicato con  $w'_i$  la distanza netta tra due barre di armatura longitudinale consecutive l'area da sottrarre è pari a  $(w'_i)^2/6$ , se le barre sono  $n$  l'area *ineffettiva* totale  $A_i$  da sottrarre è pari a:

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \quad (3.85)$$

Nel piano verticale (sezione y-y in figura 3.22), portando in conto l'influenza delle aree non confinate, l'area di calcestruzzo effettivamente confinato nella sezione a metà strada tra due livelli consecutivi di armatura trasversale è:

$$A_e = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (3.86)$$

in cui  $b_c$  e  $d_c$  sono le dimensioni del nucleo in direzione x ed y ( $b_c \geq d_c$ ).

L'area del nucleo confinato è fornita dalla 3.74:

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc})$$

poiché per la 3.76:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

risulta:

$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (3.87)$$

È possibile, per sezioni rettangolari, avere quantità di armatura trasversale differenti nelle due direzioni. Ciò si può esprimere attraverso i parametri forniti dalle seguenti espressioni:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad (3.88)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c} \quad (3.89)$$

in cui  $A_{sx}$  e  $A_{sy}$  rappresentano rispettivamente l'area totale di armatura trasversale in direzione x e y. Procedendo analogamente al caso di sezione circolare, la tensione di confinamento sul calcestruzzo si ottiene con un semplice equilibrio alla traslazione orizzontale imponendo che la tensione di

trazione nell'armatura trasversale sia pari alla tensione di snervamento  $f_{yh}$ . Si ottengono, in direzione x ed y rispettivamente, le seguenti espressioni:

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sd_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad (3.90)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \quad (3.91)$$

Ricorrendo all'espressione 3.75:

$$f'_l = f_l k_e$$

ed impiegando il valore di  $k_e$  dato dalla 3.87 si ottengono i valori della tensione laterale di confinamento effettiva nelle direzioni x ed y:

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (3.92)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (3.93)$$

Nel caso di sezioni circolari  $k_e$  assume tipicamente un valore pari a 0,95 mentre nel caso di sezioni rettangolari esso assume tipicamente un valore pari a 0,75 (Priestley et Al. 1996).

### ***3.4.3 Legame costitutivo del calcestruzzo per stato tensionale di trazione monoassiale***

Nel corso di una prova di trazione su un provino di calcestruzzo (figura 3.23) si osserva una marcata differenza di comportamento tra la condizione in cui il calcestruzzo teso non è macroscopicamente fessurato (prima del picco di resistenza) e la condizione in cui è fessurato (dopo il picco di resistenza).

Prima del picco è valido il modello di materiale continuo e, con esso, il concetto di allungamento unitario. Dopo il picco la zona fessurata appare localizzata in un volume molto ristretto del provino circostante la sezione trasversale dove ha inizio la crisi: l'allungamento di questa zona dove è concentrato il danneggiamento contribuisce all'allungamento totale del provino in misura molto superiore rispetto alla restante parte non fessurata. Per la descrizione del ramo discendente occorre rinunciare alla relazione  $\sigma=\sigma(\epsilon)$  ed adottare la relazione  $\sigma=\sigma(w)$  tra la tensione media  $\sigma=N/A$  e l'allungamento  $w$  della zona in cui si concentrano le deformazioni (Radogna, 1996).

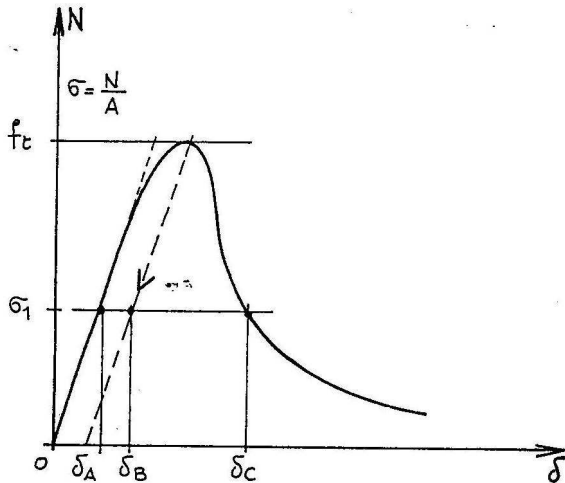
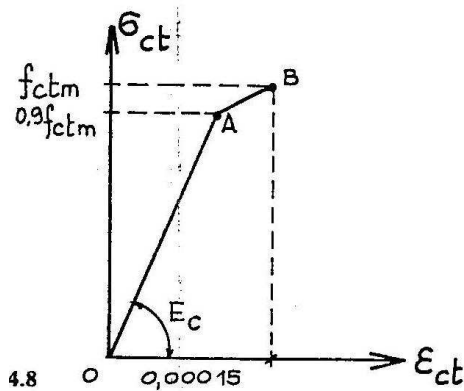


Fig. 3.23 (da Radogna, 1996)  
Legame tensione-deformazione del calcestruzzo teso.

Nella modellazione adottata viene considerato il solo tratto ascendente del

legame tensione deformazione del calcestruzzo teso, fino al raggiungimento del valore di resistenza  $f_t$ .

Il Model Code 90 suggerisce per la modellazione del ramo ascendente il diagramma bilineare riportato in figura 3.18.



---

Fig. 3.24 (Model Code 90) Legame tensione-deformazione del calcestruzzo teso per tensioni minori della tensione di picco.

Il diagramma bilineare riportato in figura 3.24 è individuato da quattro parametri:

- Il modulo di elasticità  $E_c$  che definisce la pendenza del tratto iniziale
- La resistenza di picco  $f_{ctm}$
- L'ordinata del punto A assunta pari a  $0,9 f_{ctm}$
- L'ascissa del punto B assunta pari allo 0,015 %

Nella presente Tesi di Dottorato il comportamento del calcestruzzo per stati tensionali monoassiali di trazione è definito da un legame tensione-deformazioni più semplicemente lineare fino al raggiungimento della resistenza a trazione  $f'_t$ :

$$\begin{aligned} f_c &= E_c \varepsilon_c & se \quad f_c \leq f'_t \\ f_c &= 0 & se \quad f_c > f'_t \end{aligned} \quad (3.94)$$

in cui  $f'_t$  è la resistenza a trazione del calcestruzzo,  $E_c$  è il modulo di elasticità tangente iniziale calcestruzzo dato dall'equazione 3.71:

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \quad MPa$$

Le prove di trazione monoassiali sugli elementi in calcestruzzo, rispetto alle prove di compressione, evidenziano soprattutto la minore resistenza e il comportamento più fragile del materiale. La resistenza, indicata con  $f'_t$  è circa il 10% rispetto alla resistenza a compressione: per la sua stima sono state seguite le indicazioni di Priestley et Al.(1996):

$$f'_t = 0,5 \sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad \text{tensione per trazione} \quad (3.95)$$

$$f'_t = 0,75\sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad \text{tensione per flessione} \quad (3.96)$$

### 3.4.4 Legame costitutivo dell'acciaio

Il comportamento tipico degli acciai che costituiscono l'armatura longitudinale delle sezioni in cemento armato è riportato in figura 3.25.

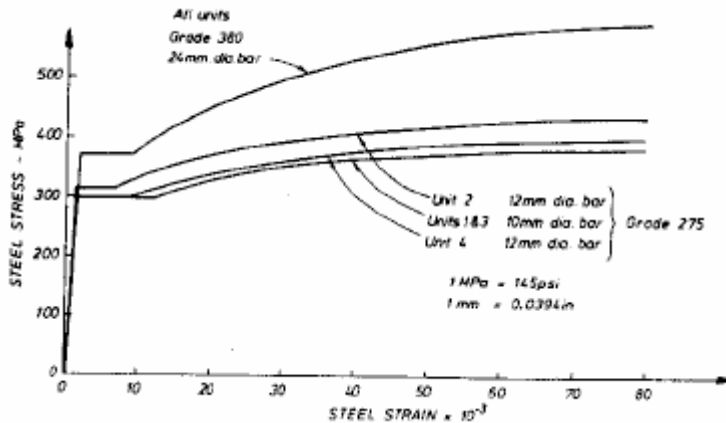


Fig.3.25 Legame tensione – deformazione per l'acciaio (da Park et Al.1982)

Si osserva un tratto iniziale elastico lineare con modulo di circa 200 GPa fino al raggiungimento della tensione di snervamento  $f_y$ . Per livelli di deformazione più elevati si osserva un *plateau* di ampiezza variabile e un tratto successivo di incrudimento plastico. In generale la resistenza  $f_{su}$  è pari a circa  $1,5f_y$  per gli acciai più comunemente impiegati in Nord America; tale rapporto decresce per più elevati valori di resistenza. In Europa gli acciai *tempcore* sono realizzati con un raffreddamento rapido degli strati esterni mentre il nucleo interno resta caldo, questo processo consente di ottenere elevati livelli di resistenza ma valori del rapporto  $f_{su}/f_y$  pari a 1.19 (Priestley et Al.,1996).

La formulazione del legame costitutivo dell'acciaio non comporta particolari complicazioni potendo essere descritto, con buona approssimazione



del comportamento reale, con un legame elastico lineare incrudente simmetrico a compressione e trazione (figura 3.26).

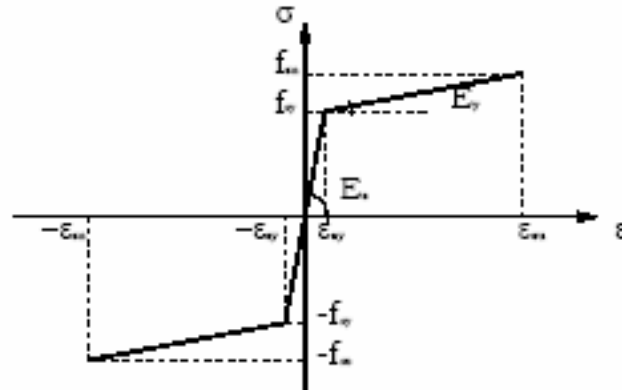


Fig. 3.26 Legame costitutivo dell'acciaio.

Un legame costitutivo di questo tipo è definito dalla tensione di snervamento  $f_y$ , dal modulo elastico  $E_s$ , dal rapporto  $f_u/f_y$  e dalla deformazione ultima  $\epsilon_{su}$ . I valori di  $E_s$  e di  $f_y$  sono generalmente noti, più difficile è avere a disposizione delle prove che diano indicazioni sui valori del rapporto  $f_u/f_y$  e su  $\epsilon_{su}$ . Alcune indicazioni sul rapporto  $f_u/f_y$  sono state fornite in precedenza; per quanto riguarda la deformazione ultima l'eurocodice 8 indica valori di deformazione ultima pari a 0.09

In assenza di sperimentazione sugli acciai impiegati Priestley et Al. (1996) suggeriscono di utilizzare l'espressione valida per acciaio del tipo denominato *grade 60* ( $f_y = 414$  MPa) utilizzato negli Stati Uniti. Tale espressione è stata implementata nel codice di calcolo STHOP messo a punto nella presente Tesi di Dottorato:

$$f_s = f_{ye} \left[ 1.5 - 0.5 \left( \frac{0.12 - \epsilon_s}{0.112} \right)^2 \right] \quad (3.97)$$

in cui si assume  $\epsilon_{sh}=0.008$  e  $\epsilon_{su}=0.12$ .

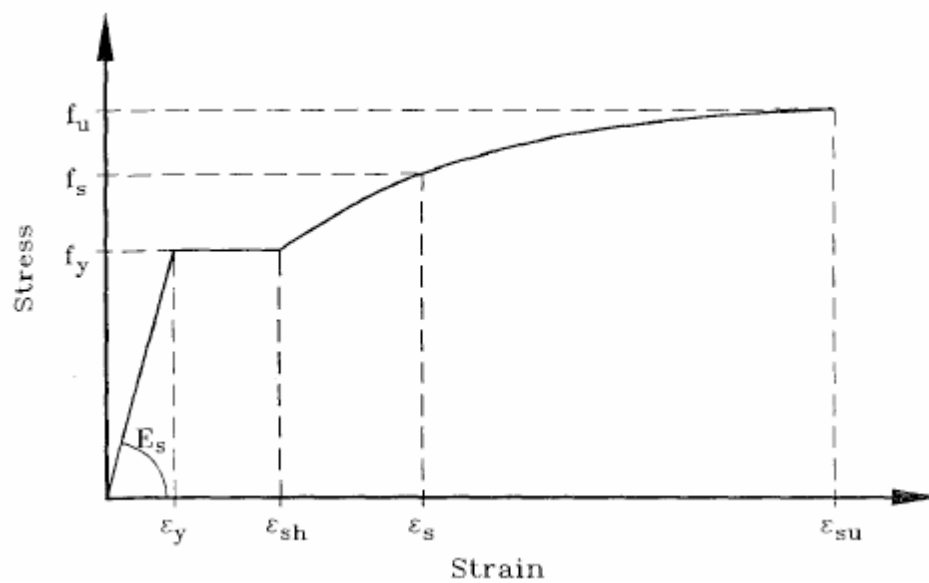


Fig.3.27 Legame tensione-deformazione per carico monotono su acciaio grade 60 ( $f_y \approx 414$  MPa; da Priestley et Al.,1996)

---

## Capitolo 4 Analisi Parametriche

### 4.1 STUDI PARAMETRICI DI LETTERATURA

#### 4.1.1 *Analisi elastica*

Gli studi più significativi sul palo singolo sollecitato da carichi orizzontali realizzati con il modello del continuo elastico e risolti con metodi agli elementi di contorno sono dovuti a Poulos (1971a, 1971b, 1973), Poulos & Davis (1980), Banerjee & Davies (1978), Dente & Gullà (1983), El Sharnouby & Novak (1985, 1986), Davies & Budhu (1986) e Budhu & Davies (1987, 1988). Kuhlemeyer, (1979a), Randolph (1981), Krishnan et Al. (1983) e Chow (1987) realizzano studi basati sul modello del continuo elastico risolti con metodi agli elementi finiti.

Le grandezze più rappresentative della risposta del sistema palo – terreno in un’analisi elastica sono, per il palo singolo libero di ruotare:

- lo spostamento in testa  $y$ ;
- la rotazione in testa  $\vartheta$  ;
- il momento massimo agente  $M_{max}$ .

per il palo impedito di ruotare in testa:

- lo spostamento in testa  $y$ ;

- il momento massimo  $M_{max}$ . (agente in corrispondenza dell'incastro di testa).

In un semispazio elastico omogeneo e isotropo, i cui parametri di deformabilità sono definiti da un modulo di elasticità  $E_s$  e un coefficiente di Poisson  $\nu$ , per un palo libero di ruotare in testa caratterizzato da lunghezza  $L$ , diametro  $D$  e rigidezza flessionale  $E_p I_p$ , si può porre per lo spostamento orizzontale in testa  $y$ , la rotazione in testa  $\vartheta$  e il momento massimo  $M_{max}$ :

$$(y, \vartheta, M_{max}) = f(H, L, D, E_p I_p, E_s, \nu) \quad (4.1)$$

nel caso in cui agisca, al piano campagna, una forza orizzontale  $H$ ; e:

$$(y, \vartheta, M_{max}) = f(M, L, D, E_p I_p, E_s, \nu) \quad (4.2)$$

nel caso in cui agisca, al piano campagna, una coppia  $M$ .

In un semispazio elastico in cui il modulo di elasticità cresca linearmente con la profondità (mezzo alla Gibson) con legge  $E(z) = m z$  possono scriversi le espressioni seguenti analoghe alle 4.1 e 4.2:

$$(y, \vartheta, M_{max}) = f(H, L, D, E_p I_p, m, \nu) \quad (4.3)$$

$$(y, \vartheta, M_{max}) = f(M, L, D, E_p I_p, m, \nu) \quad (4.4)$$

Le precedenti espressioni 4.1 e 4.3 valgono, allo stesso tempo, nel caso in cui il palo sia vincolato da un incastro che ne impedisca la rotazione in testa.

Per il palo singolo libero di ruotare in testa, la soluzione può essere posta nella seguente forma adimensionale; essa è scritta in una forma generale valida sia per il semispazio omogeneo ( $E_s(z) = E_s$ ) sia per il semispazio alla Gibson (in tal caso  $E_s(z) = m z^*$ ; in cui  $z^*$  è dipendente dal criterio di adimensionalizzazione delle lunghezze):

---


$$I_{yH} = \frac{yE_s(z)D}{H} = f\left(\frac{L}{D}, \frac{E_p}{E_s(z)}, \nu_s\right) \quad (4.5)$$

$$I_{yM} = \frac{yE_s(z)D^2}{M} = f\left(\frac{L}{D}, \frac{E_p}{E_s(z)}, \nu_s\right) \quad (4.6)$$

$$I_{\theta H} = \frac{\vartheta E_s(z)D^2}{H} = f\left(\frac{L}{D}, \frac{E_p}{E_s(z)}, \nu_s\right) \quad (4.7)$$

$$I_{\theta M} = \frac{\vartheta E_s(z)D^3}{M} = f\left(\frac{L}{D}, \frac{E_p}{E_s(z)}, \nu_s\right) \quad (4.8)$$

$$I_{MH} = \frac{M_{\max}}{HD} = f\left(\frac{L}{D}, \frac{E_p}{E_s(z)}, \nu_s\right) \quad (4.9)$$

Analogamente, per il palo singolo, impedito di ruotare:

$$I_{yF} = \frac{yE_s(z)D}{H} = f\left(\frac{L}{D}, \frac{E_p}{E_s(z)}, \nu_s\right) \quad (4.10)$$

$$I_{MF} = \frac{M_{\max}}{HD} = f\left(\frac{L}{D}, \frac{E_p}{E_s(z)}, \nu_s\right) \quad (4.11)$$

Le precedenti espressioni 4.5÷4.11 sono ottenute assumendo, quali grandezze meccaniche indipendenti rispetto alle quali condurre l'adimensionalizzazione del problema, il diametro  $D$  del palo e il modulo di elasticità  $E_s(z)$  del semispazio elastico (Dente & Gullà, 1983; El Sharnouby &

---

Novak, 1986; Budhu & Davies, 1986, 1987, 1988; Krishnan et al., 1983). In alcuni studi parametrici si preferisce adottare la lunghezza  $L$  (Poulos 1971a, 1973a; Banerjee & Davies, 1978) o il raggio  $r$  (Randolph, 1981; Chow, 1987) in luogo del diametro  $D$  del palo.

I termini  $I_{yH}$ ,  $I_{yM}$ ,  $I_{\theta H}$ ,  $I_{\theta M}$  e  $I_{yF}$  che compaiono al primo membro delle precedenti espressioni sono definiti *fattori di influenza elastici* per spostamenti e rotazioni causate dal carico orizzontale  $H$  o dalla coppia  $M$ .

Analogamente  $I_{MH}$ ,  $I_{MF}$  rappresentano i *fattori di influenza elastici* per il momento flettente massimo causato dal carico orizzontale  $H$ .

I termini adimensionali che compaiono, invece, al secondo membro delle 4.5÷4.11 definiscono i parametri da cui dipende la soluzione del problema:

- a) La rigidezza relativa del complesso palo-semispazio  $K=E_p/E_s$ ;
  - b) La snellezza del palo  $L/D$ ;
  - c) Il coefficiente di Poisson  $\nu$ .
- a) Il parametro  $K=E_p/E_s(z)$  definisce la *rigidezza relativa* del complesso palo-terreno. Il termine  $E_p$  rappresenta il modulo di Young di un palo circolare con diametro  $D$ ; per pali con sezioni differenti, va considerata una sezione circolare equivalente dalla quale risalire ad  $E_p$  secondo la formula (Randolph, 1981):

$$E_p = \frac{(EI)_p}{\frac{\pi D^4}{64}} \quad (4.12)$$

Nel caso di semispazio elastico omogeneo e isotropo  $E_s(z)=E_s$ , per cui:

$$K = \frac{E_p}{E_s} \quad (4.13)$$

Nel caso di semispazio con modulo di elasticità linearmente crescente con la profondità la scelta del parametro di adimensionalizzazione delle lunghezze condiziona la definizione del parametro di rigidezza relativa  $K$ :

---


$$K = \frac{E_p}{mD} \quad (4.14)$$

nel caso in cui si adimensionalizzi rispetto al diametro  $D$  (Budhu & Davies, 1986, 1987, 1988; Krishnan et al., 1983);

$$K = \frac{E_p}{mr} \quad (4.15)$$

nel caso in cui si adimensionalizzi rispetto al raggio  $r$  (Randolph, 1981; Chow, 1987);

$$K = \frac{E_p}{mL} \quad (4.16)$$

nel caso in cui si adimensionalizzi rispetto alla lunghezza  $L$  (Poulos 1971a, 1973a; Banerjee & Davies, 1978).

Il parametro di adimensionalizzazione delle lunghezze definisce la quota di riferimento alla quale viene valutato il modulo di Young del semispazio alla Gibson e condiziona, in tal modo, la definizione del parametro di rigidezza relativa. Alcuni autori, preferiscono riferire i risultati delle analisi ad una rigidezza relativa  $K$  definita mediante una quota differente: Dente & Gullà (1983) assumono una quota di riferimento alla quale valutare il termine  $E_s(z)$  pari a  $5D$ ; El Sharnouby & Novak (1986) assumono una quota di riferimento alla quale valutare il termine  $E_s(z)$  pari a  $25D$ .

Banerjee & Davies (1978) e Dente & Gullà (1983) contemplano lo studio parametrico del comportamento di pali immersi in terreni con rigidezza variabile linearmente con la profondità, con valori non nulli al piano campagna. La legge di variazione di  $E_s$  è definita da:

$$E_s(z) = E_0 + m z \quad (4.17)$$

---

Nello studio viene introdotto un ulteriore parametro significativo nella caratterizzazione della risposta del sistema palo – terreno, definito *indice di disomogeneità*  $\chi$ :

$$\chi = \frac{E_s(z=0)}{E_s(z=L)} \quad (4.18)$$

tale parametro  $\chi$  varia tra 0 (terreno con modulo di elasticità nulla a piano campagna) ed 1 (terreno omogeneo). Sono analizzati dagli autori i casi con  $\chi = 0; 0.5; 1$ .

In Dente & Gullà (1983) la definizione del parametro  $\chi$  (definito stavolta *indice di omogeneità*) è leggermente differente:

$$\chi = \frac{E_s(z=0)}{E_s(z=10D)} \quad (4.19)$$

tale parametro è fatto variare tra 0 ed 1.

- b) Il parametro  $L/D$  definisce la *snellezza* del palo. Kuhlemeyer (1979a) introduce il concetto di *lunghezza efficace* di un palo, definendola come la massima lunghezza che influenza la risposta del palo in testa. Questi, ponendo a confronto i risultati delle analisi parametriche condotte in un mezzo omogeneo da Poulos (1971a; 1972) nei casi, rispettivamente, di palo sospeso e di palo vincolato alla base, ha constatato come la risposta ottenuta in testa, in termini di spostamento e rotazione, risulti coincidente per un ampio campo di valori di  $K_R$ , e fino a valori massimi pari a circa  $K_R = 10^{-2}$  per  $I_{yH}$  e a circa  $K_R = 5 \cdot 10^{-2}$  per  $I_{\theta H}$  e  $I_{\theta M}$ . A partire da tali valori limite di  $K_R$ , l'autore ha ricavato i valori di *snellezza efficace*  $L/r$  in funzione del rapporto  $E_p/E_s$ . I pali con snellezza superiore a quella efficace non risultano essere condizionati, nella risposta, dalla condizione di vincolo alla base.

Randolph (1981) introduce un valore di *snellezza critica*, riferita ad un modello di continuo elastico, fornita dall'espressione:



$$\frac{L_c}{r} = 2 \cdot \left( \frac{E_p}{G^*} \right)^{2/7} \quad (4.20)$$

per un mezzo elastico omogeneo e dall'espressione:

$$\frac{L_c}{r} = 2 \cdot \left( \frac{E_p}{m^* r} \right)^{2/9} \quad (4.21)$$

per un mezzo con rigidità variabile linearmente con la profondità. Pali con snellezza  $L/r$  superiore a quella critica sono definiti *flessibili* e non danno luogo a variazioni significative della risposta

Le considerazioni introdotte da Randolph (1981) sono confermate dagli studi parametrici successivi. Krishnan et Al. (1983), in riferimento ad un terreno con rigidità variabile con la profondità, identificano la lunghezza effettiva come il valore al di sotto del quale gli spostamenti dei punti del palo sono inferiori ad un millesimo dello spostamento in testa. Pali con  $L > L_c$  sono definiti, ancora una volta, *flessibili*, e si comportano allo stesso modo, indipendentemente dalla loro lunghezza reale.

La figura 4.1 evidenzia come effettivamente i *fattori di influenza* non siano condizionati dalla snellezza  $L/D$  del palo, eccezion fatta per i pali molto corti e rigidi. Il valore di lunghezza efficace è riferito al parametro  $I_{yH}$ , il parametro che meno velocemente degli altri diviene ininfluente rispetto alla snellezza  $L/D$  del palo. Il valore di  $L_c$  è dunque quello critico. In figura 4.2 sono posti a confronto i valori di lunghezza effettiva proposti da Randolph (1981) e Krishnan et Al. (1983) in cui è evidente l'accordo degli autori. A risultati analoghi giungono anche Davies & Budhu (1986) – mezzo omogeneo – e Budhu & Davies (1987, 1988) – mezzo alla Gibson –.

- c) Le analisi condotte dai diversi autori sono solitamente realizzate per valori costanti del coefficiente di Poisson  $\nu$  del terreno; è giudizio pressoché univoco, difatti, che tale parametro influisca in maniera ridotta, e trascurabile, sui risultati ottenuti. Esso viene assunto generalmente pari a 0,5 (Poulos, 1971a, 1973; Banerjee & Davies, 1978; Dente & Gullà, 1983; El Sharnouby & Novak, 1985, 1986; Chow, 1987) oppure pari a 0,4

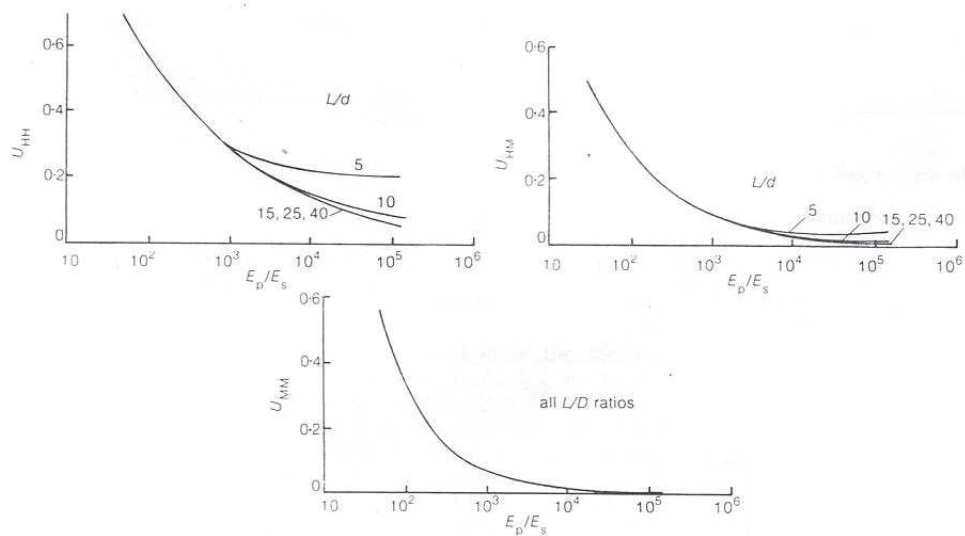


Figura 4.1. Andamento dei fattori di influenza  $I'_{yH}$ ,  $I'_{yM}$ , e  $I'_{\theta M}$  al variare della snellezza  $L/D$  (da Krishnan et al., 1983).

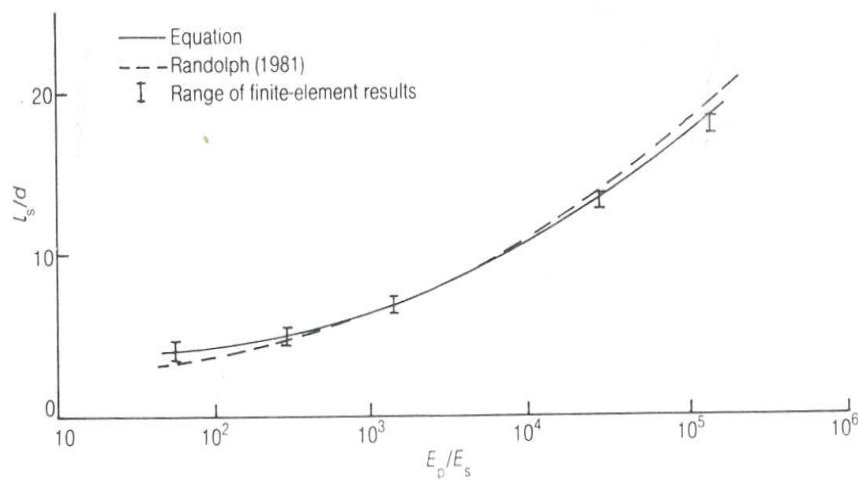


Figura 4.2. Lunghezza critica del palo: confronto fra Krishnan et al. (1983) e Randolph (1981); (da Krishnan et al., 1983)

---

(Kuhlemeyer, 1979; Krishnan et al., 1983); Davies & Budhu adottano un valore pari a 0,3 in sabbie (1986) e un valore pari a 0,5 in argille (1987, 1988). Kuhlemeyer (1979a) evidenzia come l'influenza del coefficiente di Poisson cresca al diminuire del rapporto di rigidità relativa  $E_p/E_s$ .

Randolph (1981) tiene esplicitamente conto dell'influenza del valore assunto da  $\nu$ , assumendo quale parametro di deformabilità per il mezzo omogeneo un modulo di taglio del terreno  $G^*$  corretto in funzione del modulo di Poisson  $\nu$ :

$$G^* = G \left( 1 + \frac{3\nu}{4} \right) \quad (4.22)$$

e analogamente, per il mezzo con modulo di Young crescente linearmente con la profondità, un coefficiente angolare  $m^*$  ( $G^*(z)=m^*z$ ) anch'esso corretto in funzione del modulo di Poisson  $\nu$ :

$$m^* = m \left( 1 + \frac{3\nu}{4} \right) \quad (4.23)$$

Per il teorema di reciprocità, i valori assunti da  $I_{\theta H}$  devono risultare uguali ai valori assunti da  $I_{yM}$ . Una comparazione tra i valori ottenuti, nelle analisi parametriche, da queste coppie di coefficienti fornisce una importante indicazione sulla affidabilità della modellazione adottata, in particolare sulla corretta modalità di integrazione della funzione di Mindlin e sulla accuratezza della discretizzazione del sistema palo – terreno. Nelle analisi di Poulos (1971a) il teorema di reciprocità ( $I_{\theta H} = I_{yM}$ ) risulta soddisfatto con errori inferiori al 5% nella maggior parte dei casi; per pali molto flessibili, tuttavia, le discrepanze fra  $I_{\theta H}$  e  $I_{yM}$  raggiungono il 10 ÷ 15%. La verifica di tale teorema ( $I'_{\theta H} = I'_{yM}$ ) assume rilevanza ancor maggiore quando il modulo di elasticità varia linearmente con la profondità.

Dente & Gullà (1983) osservano come, effettivamente, lo scarto tra i due coefficienti aumenti al diminuire del parametro di omogeneità  $\chi$  del terreno (equazione 4.19), cioè al crescere della variabilità di  $E_s$  con la profondità. Il ricorso ad una discretizzazione del palo variabile con la

profondità, in cui le dimensioni dei conci sono minori in prossimità del piano campagna, contribuisce a contenere le differenze, che oscillano tra il 3 – 5% per  $\chi = 0,5$ , salgono intorno al 7% per  $\chi = 0$ , fino a punte del 16% per  $\chi = 0$  e pali molto flessibili. Ad ogni modo, la compromissione del principio di reciprocità, pur aumentando al crescere della eterogeneità del terreno, non pare tale da pregiudicare i risultati delle analisi (Dente & Gullà, 1983).

Per un palo libero di ruotare in testa, soggetto contemporaneamente ad una forza orizzontale  $H$  e ad una coppia  $M$ , lo spostamento orizzontale in testa  $y$  e la rotazione in testa  $\theta$  sono espressi rispettivamente da (Krishnan et Al., 1983; Budhu & Davies, 1987):

$$y = I_{yH} \frac{H}{E_s(z)D} + I_{yM} \frac{M}{E_s(z)D^2} \quad (4.24)$$

$$\theta = I_{\theta H} \frac{H}{E_s(z)D^2} + I_{\theta M} \frac{M}{E_s(z)D^3} \quad (4.25)$$

Per un palo impedito di ruotare in testa, lo spostamento è espresso da (Krishnan et Al., 1983; Budhu & Davies, 1987):

$$y = I_{yF} \frac{H}{E_s(z)D} \quad (4.26)$$

Nella seguente figura 4.3 sono riportati gli andamenti dei *fattori di influenza* ottenuti da Chow (1987); nei grafici l'autore riporta i fattori adimensionali di incremento sono definiti adottando una simbologia differente da quella riportata in precedenza ( $I_{yH}=I_{HH}$ ,  $I_{\theta H}=I_{MH}$ ,  $I_{yM}=I_{HM}$ ,  $I_{\theta M}=I_{MM}$ ,  $I_{HF}=I_{yF}$ ).

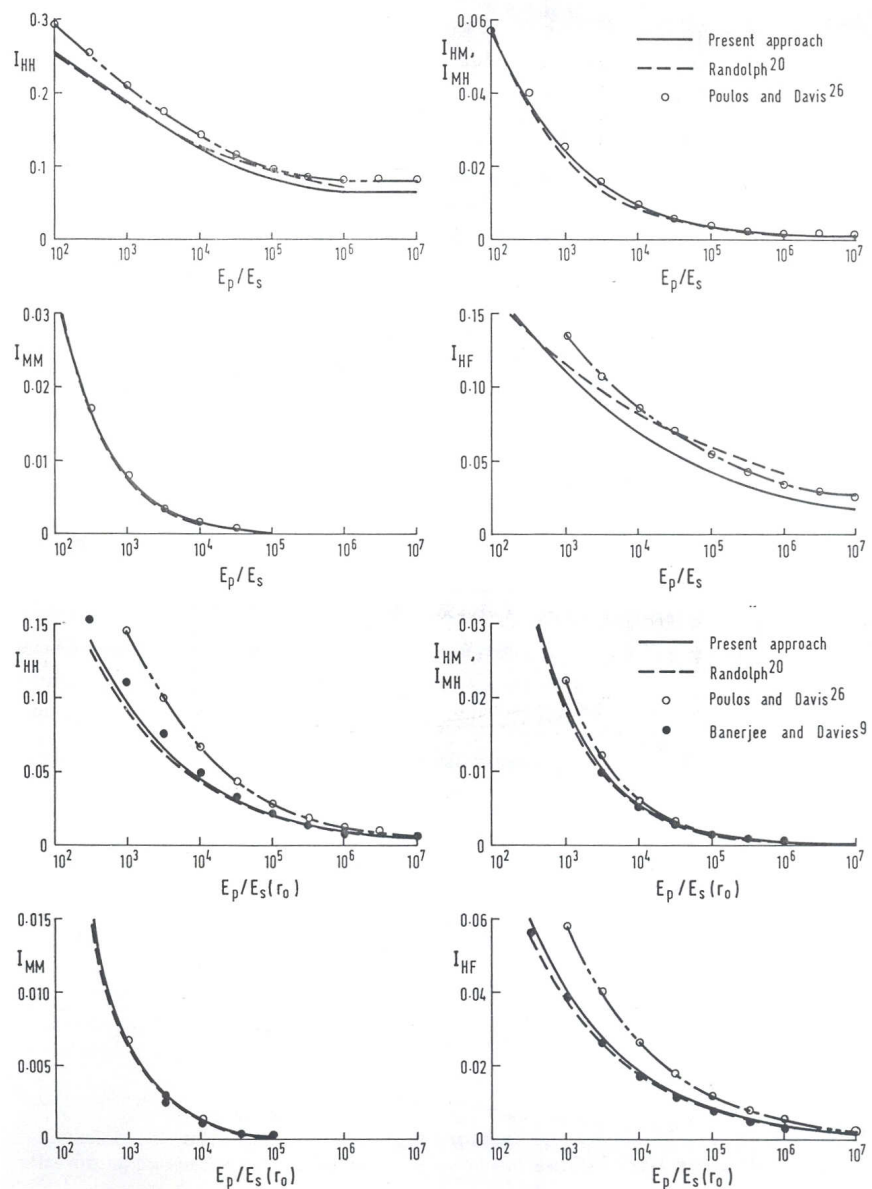


Figura 4.3. Fattori di influenza in un mezzo omogeneo (prime 4 figure) ed in un mezzo alla Gibson (successive 4 figure); (da Chow, 1987).

---

Dalla figura 4.3 si evince il buon accordo dei risultati riportati da Chow (1987) con i risultati riportati da Banerjee & Davies (1978), Poulos & Davies, (1980), Randolph (1981). È possibile pertanto formulare le seguenti considerazioni qualitative, la cui validità assume carattere generale:

- Spostamenti e rotazioni crescono al diminuire di  $K$ ; le variazioni sono particolarmente evidenti per i fattori di influenza  $I_{yM}$  e  $I_{\theta M}$ : la risposta del palo è più sensibile alla coppia esterna che alla forza esterna.;
- i valori di spostamento per pali incastrati ( $I_{yF}$ ) sono considerevolmente minori (circa la metà, Randolph, 1981) di quelli con testa libera di ruotare ( $I_{yH}$ );
- il confronto fra i valori assunti dai fattori di influenza in un mezzo omogeneo ed in un mezzo alla Gibson è funzione della scelta della profondità  $z$  cui riferire, nel mezzo con modulo variabile con la profondità, il parametro  $K = E_p/E_s(z) = E_p/mz$ : se  $z = D$  (oppure  $z = r$ ) gli spostamenti sono maggiori in terreni omogenei. Se  $z = L$ , si osservano spostamenti maggiori in terreni alla Gibson (Poulos, 1973b; Banerjee & Davies, 1978).

Le curve che definiscono gli andamenti dei coefficienti di influenza, riportate a titolo esemplificativo nella figura 4.3, sono sovente interpolate da funzioni analitiche che ne riproducono gli andamenti sia nel caso di semispazio elastico omogeneo (Kuhlemeyer, 1979a; Randolph, 1981; Davies & Budhu, 1986; El Sharnouby & Novak, 1986) sia nel caso di semispazio con rigidezza linearmente variabile con la profondità (Randolph, 1981; Krishnan et al., 1983; El Sharnouby & Novak, 1986; Budhu & Davies, 1987, 1988). In generale, l'andamento del fattore di influenza  $I_{ij}$  è definibile secondo una legge del tipo (El Sharnouby & Novak, 1986):

$$I_{ij} = a \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^b = a (K)^b \quad (4.27)$$

in cui  $a$  e  $b$  sono dei valori costanti.

Nel caso in cui il carico orizzontale esterno agisca ad una distanza  $e$  dal piano campagna la flessibilità del palo aumenta. Gli effetti di  $e$  sono tenuti in conto nella valutazione dei *fattori di influenza* considerando che una forza applicata ad un palo con una eccentricità  $e$  equivale all'azione di una coppia  $M = e H$ . El Sharnouby & Novak (1986) hanno tuttavia ritenuto utile evidenziare esplicitamente l'effetto di una eccentricità  $e$  sui valori assunti dai fattori di influenza  $I_{ij}$  tramite dei *coefficienti di amplificazione*  $C_{ij}$  definiti come:

$$C_{ij} = \frac{I_{ij}(e/D)}{I_{ij}(e/D=0)} \quad (4.28)$$

L'andamento dei coefficienti  $C_{yH}$  e  $C_{yF}$ , al variare di  $e/D$ , della rigidezza relativa  $E_p/E_s$  e del tipo di profilo di terreno è riportato in figura 4.4. Si osserva come l'effetto negativo sui valori di spostamento e rotazione (valori più elevati di  $C_{ij}$ ) è particolarmente significativo per terreni omogenei.

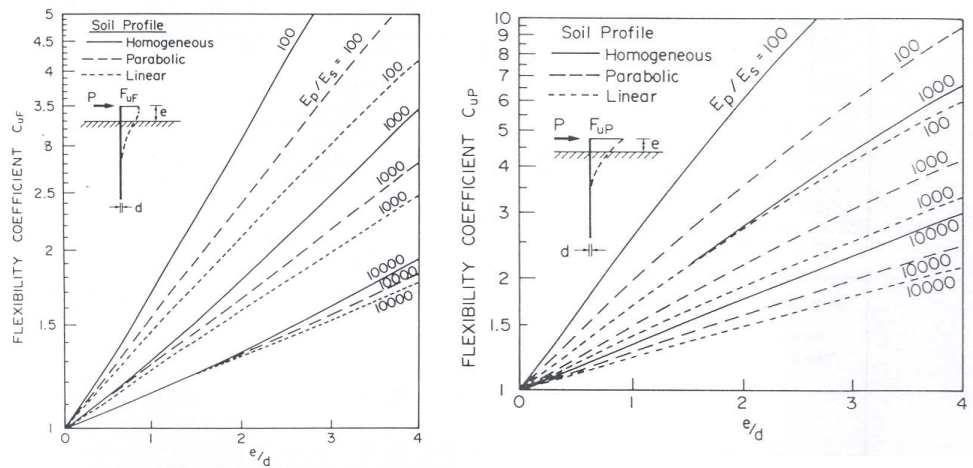


Figura 4.4. Coefficiente di amplificazione  $C_{yH}$  e  $C_{yF}$  in un mezzo omogeneo o con rigidezza variabile con la profondità (da El Sharnouby & Novak 1986).

Davies & Budhu (1986) e Budhu & Davies (1987, 1988) forniscono delle formule analitiche per il calcolo dei *fattori di influenza* del momento flettente massimo dovuto ad una forza orizzontale.

Per un palo libero o impedito di ruotare in testa, soggetto all'azione di una forza orizzontale  $H$  il momento massimo  $M_{max}$  è espresso rispettivamente da:

$$M_{max} = I_{MH} HD \quad (4.29)$$

per il palo libero di ruotare in testa e da:

$$M_{max} = I_{MF} HD \quad (4.30)$$

per il palo impedito di ruotare in testa.

Le formule sono riportate in tabella 4.1 per il palo singolo libero di ruotare in testa e in tabella 4.2 per il palo impedito di ruotare in testa (in terreni non omogenei  $K=E_p/mD$ ):

	Palo libero di ruotare	Quota di $M_{max}$
Terreno omogeneo	$I_{MH} = \frac{M_{max}}{HD} = 0,12 K^{3/11}$	$\frac{z}{D} = 0,20 K^{4/11}$
Terreno non omogeneo	$I_{MH} = \frac{M_{max}}{HD} = 0,30 K^{2/9}$	$\frac{z}{D} = 0,53 K^{2/9}$

Tabella 4.1. Formule per il calcolo del momento massimo  
(da Davies & Budhu, 1986 e Budhu & Davies, 1987; 1988).

	Palo impedito di ruotare
Terreno omogeneo	$I_{MF} = \frac{M_{max}}{HD} = 0,24 K^{3/11}$
Terreno non omogeneo	$I_{MF} = \frac{M_{max}}{HD} = 0,40 K^{2/9}$

Tabella 4.2. Formule per il calcolo del momento massimo  
(da Davies & Budhu, 1986 e Budhu & Davies, 1987; 1988).



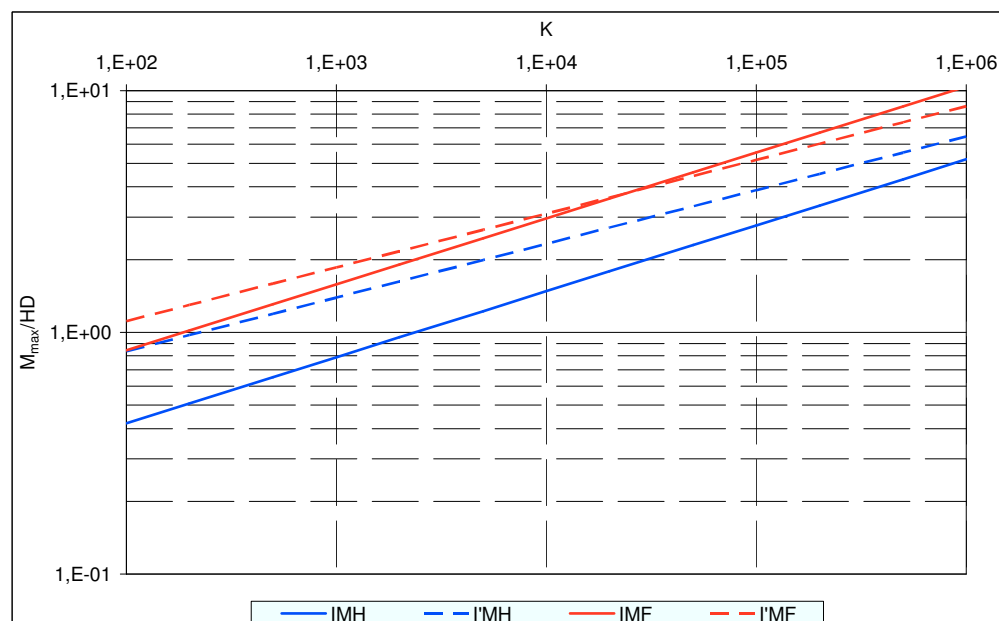


Figura 4.5. Fattori di influenza  $I_{MH}$  e  $I_{MF}$   
(Davies & Budhu, 1986; Budhu & Davies, 1987, 1988).

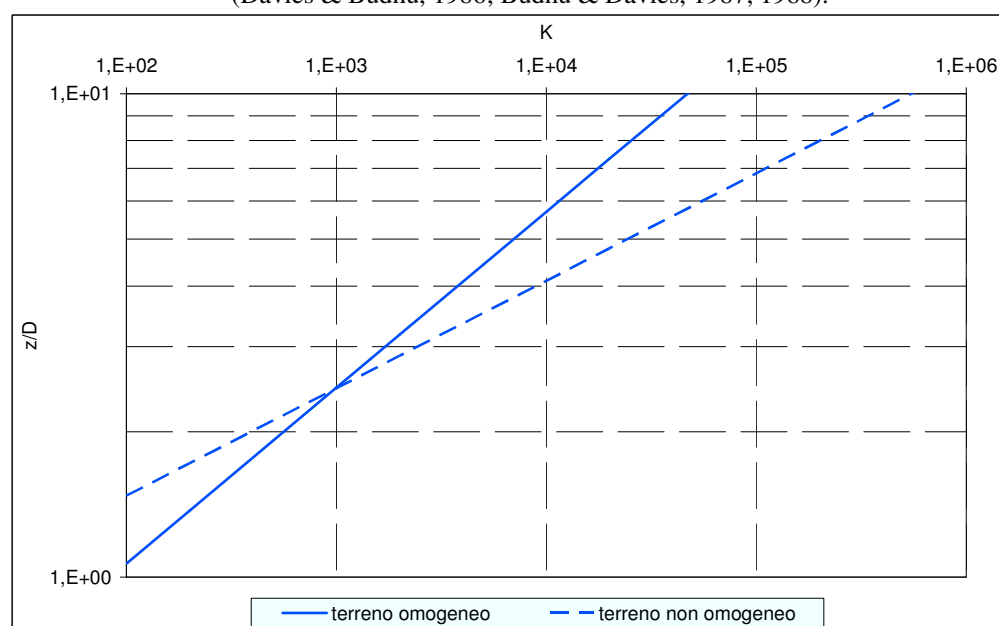


Figura 4.6. Profondità del momento flettente massimo per palo singolo libero di ruotare in testa (Davies & Budhu (1986) e Budhu & Davies (1987, 1988)).

---

Considerazioni generali sui momenti:

- I momenti aumentano al crescere di  $K$ ; nei pali rigidi il momento flettente aumenta anche di un ordine di grandezza rispetto ai flessibili;
- i momenti massimi per pali liberi di ruotare in testa si verificano solitamente a quote distanti pochi diametri dal piano campagna; valori indicativi sono compresi tra  $0,1 \div 0,4 L$  (Poulos, 1971a; Banerjee & Davies, 1978; Dente & Gullà, 1983) o tra  $0,25 \div 0,4 L_c$  (Randolph, 1981; Davies & Budhu, 1986; Budhu & Davies, 1987, 1988); le quote maggiori sono associate a pali più rigidi;
- il momento agente in testa per un palo incastrato è significativamente maggiore del momento massimo agente su un palo libero di ruotare; il primo può essere 4 volte maggiore del secondo (Dente & Gullà, 1983);
- in terreni non omogenei il valore dei momenti aumenta rispetto al caso di terreni omogenei (Banerjee & Davies, 1978; Dente & Gullà, 1983). In terreni omogenei, il valore del momento decade più rapidamente con la profondità (come già precisato in relazione agli spostamenti, il confronto fra i valori assunti dal momento in un mezzo omogeneo ed in un mezzo alla Gibson è funzione della scelta della profondità  $z$  cui riferire, nel mezzo con modulo variabile con la profondità, il parametro  $K = E_p/E_s(z) = E_p/mz$ .

L'eccentricità  $e$  di applicazione del carico orizzontale (palo libero di ruotare in testa) aumenta il valore del momento massimo, poiché all'effetto dovuto alla forza orizzontale si aggiunge quello della coppia applicata  $M = e H$ . Davies & Budhu (1986) – terreno omogeneo – e Budhu & Davies (1987, 1988) – terreno non omogeneo – forniscono delle formule di validità più generale del fattore  $I_{MH}$ , al fine di considerare l'effetto di una sollecitazione eccentrica.

Definito

$$f = \frac{e}{D} \quad (4.31)$$

si può porre:

$$I_{MH} = \frac{M_{\max}}{HD} = a \cdot K^b \quad (4.32)$$

I coefficienti  $a$  e  $b$  sono delle funzioni di  $f$ . I loro valori sono riportati nella tabella 4.3.

	$a$	$b$
Terreno omogeneo	$0,12 + 0,24f + 0,10f^2$	$\frac{1,0}{\exp(1,3 + 0,34f)}$
Terreno non omogeneo	$0,6f$	$0,17f^{-0,3}$

Tabella 4.3. Valori dei coefficienti  $a$  e  $b$  per il calcolo del momento massimo in presenza di eccentricità (da Davies & Budhu, 1986 e Budhu & Davies, 1987; 1988).

Le relazioni in tabella relative al terreno omogeneo sono valide per  $0 < f < 6$ . Per valori maggiori il momento massimo è quello che agisce in testa ( $I_{MH} = f$ ). Per il terreno non omogeneo la validità delle relazioni è per  $0,5 < f < 8$ . Per  $f \leq 0,5$  si fa riferimento alla relazione indicata nella precedente tabella 4.1.

Gli effetti dell'eccentricità sul valore del momento sono molto evidenti; si consideri, a titolo di esempio, che per una rigidezza relativa  $K = 1000$  ed un'eccentricità  $e = 2D$ , l'incremento del momento massimo è dell'ordine del 250% (Budhu & Davies, 1986).

#### 4.1.2 Analisi non lineare

In figura 4.7 sono riportati i risultati di analisi elastiche condotte da Banerjee & Davies (1978) in termini di profilo di pressione di interazione palo-semispazio. Le analisi sono condotte in un semispazio elastico con modulo di elasticità linearmente crescente con la profondità considerando una variazione di rigidezza relativa  $K_r = E_p I_p / E_L L^4$  ( $K_R = 10^{-4}$  e  $K_R = 10^{-1}$ ) e una

variazione di snellezza  $L/D$  ( $L/D=20$  e  $L/D=40$ ): nel caso di pali flessibili ( $K_R = 10^{-4}$ ) si osservano valori elevati di pressione in prossimità del piano campagna mentre il terreno posto in corrispondenza della porzione inferiore del palo risulta sostanzialmente scarico; nel caso di pali rigidi ( $K_R = 10^{-1}$ ), al contrario, si osservano sollecitazioni di intensità minore distribuite in modo più uniforme sull'intera lunghezza del palo.

Al fine di riprodurre possibili scorrimenti relativi palo – terreno, da attendersi per effetto della concentrazione delle sollecitazioni in prossimità del piano campagna, Poulos (1973a), Davies & Budhu (1986) e Budhu & Davies (1987, 1988) introducono nell'analisi un ulteriore elemento di modellazione costituito da un *profilo limite* per le pressioni di interazione.

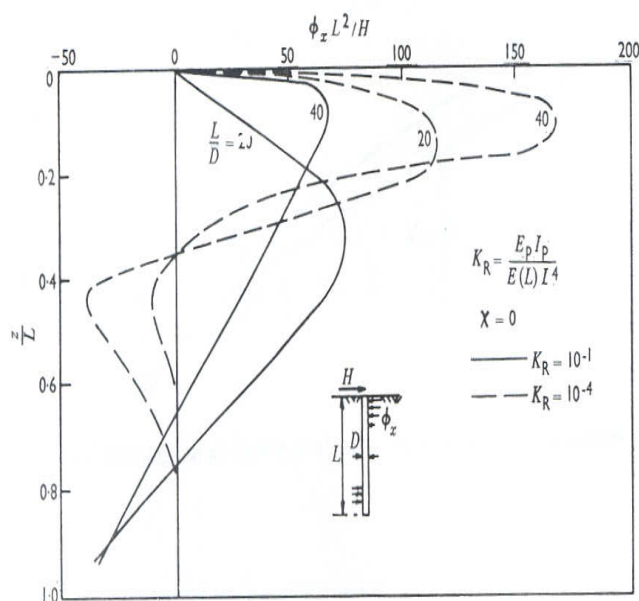


Figura 4.7. Andamento delle pressioni indotte nel terreno al variare della profondità (da Banerjee & Davies, 1978).

Le analisi condotte dagli autori, definite per estensione *elasto-plastiche*, sono state realizzate in riferimento a tipologie diverse di terreno e, conseguentemente, a diverse modellazioni degli stessi. In particolare sono state formulate ipotesi differenti sulla variabilità del modulo di Young con la profondità e sulla distribuzione del profilo di pressione limite.

Davies & Budhu (1986) e Budhu & Davies (1987, 1988) hanno condotto tre diversi studi, in riferimento a tre tipologie di terreno: argille

sovracconsolidate, argille tenere e terreni incoerenti. Poulos (1973a) ha svolto delle analisi su modelli di terreno riconducibili a sabbie e argille tenere, e ad argille dure, rispettivamente. Le ipotesi circa le modalità di variazione del modulo di Young e della pressione limite con la profondità  $z$  nei differenti casi sono riportate nella tabella 4.4.

Autori	Tipo di terreno	Modulo di Young	Pressione limite
Poulos (1973a)	argille dure	$E_s = cost$	$p(z) = cost$
Poulos (1973a)	argille tenere e sabbie	$E_s = m \cdot z$	$p(z) = p \cdot z$
Davies & Budhu (1986)	argille sovraconsolidate	$E_s = cost$	$p(z) = c_u = cost$
Budhu & Davies (1987)	terreni incoerenti	$E_s = m \cdot z$	$p(z) = 4K_p \gamma z$
Budhu & Davies (1988)	argille tenere	$E_s = m \cdot z$	$p(z) = c \cdot z$

Tabella 4.4. Analisi non lineari: profilo del modulo elastico  $E_s$  e della pressione limite del terreno.

Gli effetti dello scorrimento relativo palo – terreno, che si verifica per valori di sollecitazione sul palo anche bassi, minori dei livelli di esercizio, si manifestano in incrementi, spesso significativi, dei valori di spostamento, rotazione e momento flettente determinabili mediante le analisi elastiche. Le grandezze più significative introdotte nelle analisi *elasto – plastiche* sono di conseguenza:

- l'incremento di spostamento indotto in testa al palo;
- l'incremento di rotazione indotto in testa al palo (per palo libero di ruotare);
- l'incremento del momento massimo agente sul palo.

---

Questi incrementi sono espressi in termini di *fattori adimensionali*, definiti come il rapporto tra la grandezza ottenuta nella analisi *elasto – plastica* e quella ottenuta nell’analisi elastica, a parità degli altri parametri geometrici e meccanici. Il valore dei fattori adimensionali aumenta al crescere della sollecitazione esterna, evidenziando un andamento non lineare della risposta del palo alle sollecitazioni.

Davies & Budhu (1986) definiscono i seguenti parametri (palo libero di ruotare):

$$I_{yY} = \frac{y_Y}{y_E} \quad (4.33)$$

$$I_{\theta Y} = \frac{\theta_Y}{\theta_E} \quad (4.34)$$

$$I_{MY} = \frac{M_{\max Y}}{M_{\max E}} \quad (4.35)$$

dove con il pedice *Y* si identificano i risultati dell’analisi *elasto – plastica* (spostamento, rotazione e momento massimo, rispettivamente) e con il pedice *E* si identificano i risultati dell’analisi elastica. Analogamente, per un palo impedito di ruotare in testa:

$$I_{yY}^F = \frac{y_Y}{y_E} \quad (4.36)$$

$$I_{MY}^F = \frac{M_{\max Y}}{M_{\max E}} \quad (4.37)$$

Di analoga definizione sono i fattori introdotti da Poulos (1973a).

Le analisi condotte da Davies & Budhu (1986) e Budhu & Davies (1987, 1988) forniscono tre differenti andamenti per ciascuno dei 5 parametri delle equazioni 4.33 ÷ 4.35, la cui variabilità è funzione dell’entità dei carichi

agenti, opportunamente adimensionalizzati, e delle rigidezze relative palo – terreno. Nelle figure 4.8 e 4.9 sono riportati i risultati relativi alle argille sovraconsolidate, nelle figure 4.10 e 4.11 quelli relativi alle argille tenere.

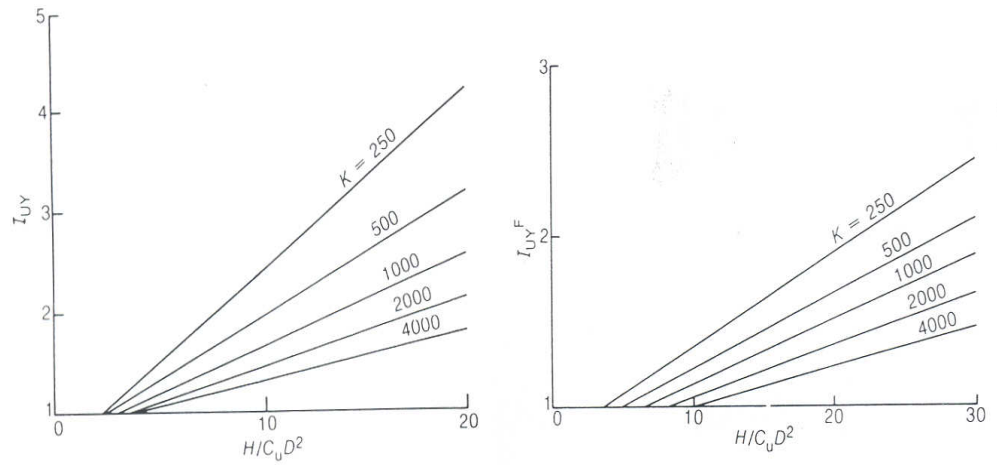


Figura 4.8. Andamento dei fattori adimensionali  $I_{yy}$  ed  $I_{yy}^F$  in argille sovraconsolidate (da Davies & Budhu, 1986).

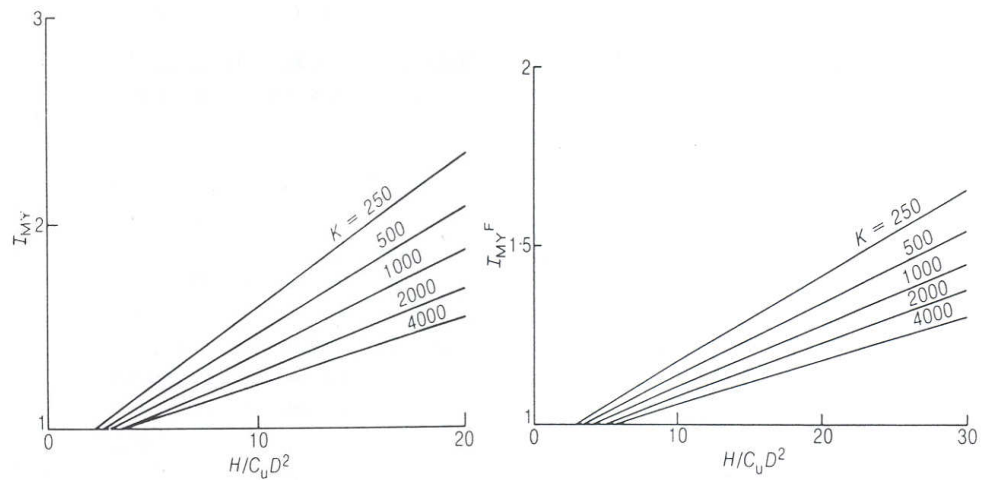


Figura 4.9. Andamento dei fattori adimensionali  $I_{MY}$  ed  $I_{MY}^F$  in argille sovraconsolidate (da Davies & Budhu, 1986).

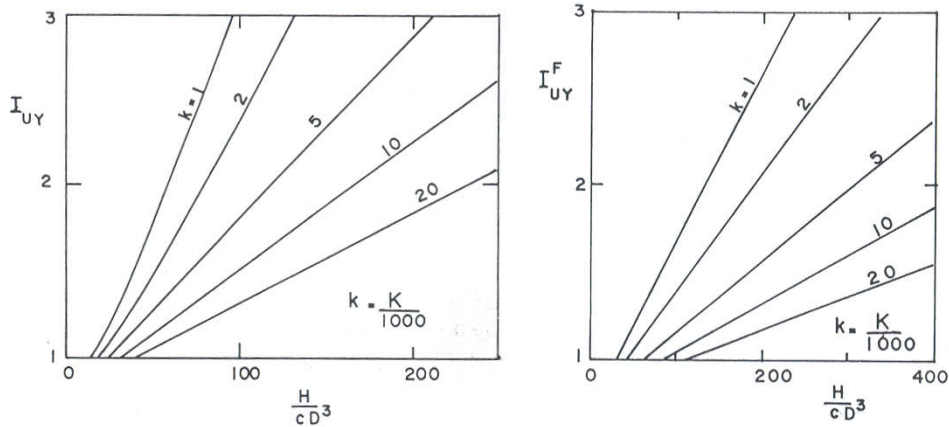


Figura 4.10. Andamento dei fattori adimensionali  $I_{yY}$  ed  $I_{yY}^F$  in argille tenere (da Budhu & Davies, 1988).

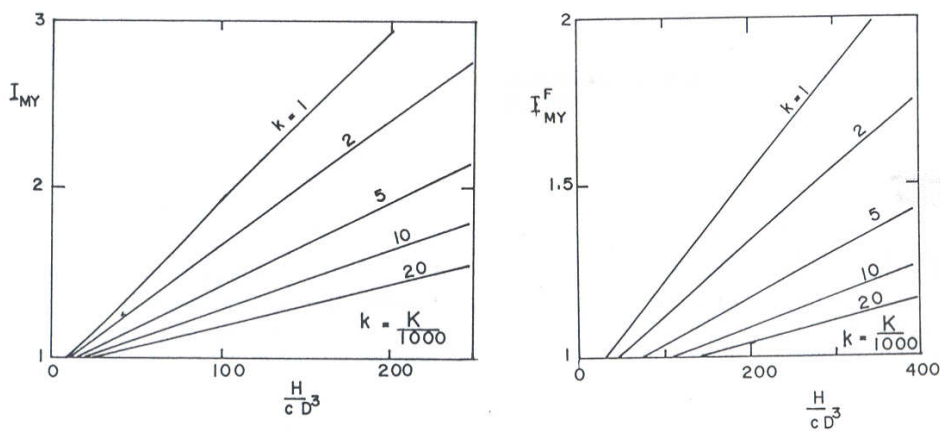


Figura 4.11. Andamento dei fattori adimensionali  $I_{MY}$  ed  $I_{MY}^F$  in argille tenere (da Budhu & Davies, 1988).

Nelle figure 4.12 e 4.13 sono riportati i risultati relativi alle sabbie; per questo caso, i risultati sono stati ottenuti in riferimento ad un angolo d'attrito  $\phi = 30^\circ$ . I grafici sono generalizzabili a terreni con angolo d'attrito differenti calcolando un coefficiente di rigidezza equivalente  $K^*$  definito come:

$$K^* = K \exp[0,07(\phi - 30^\circ)] \quad (4.38)$$



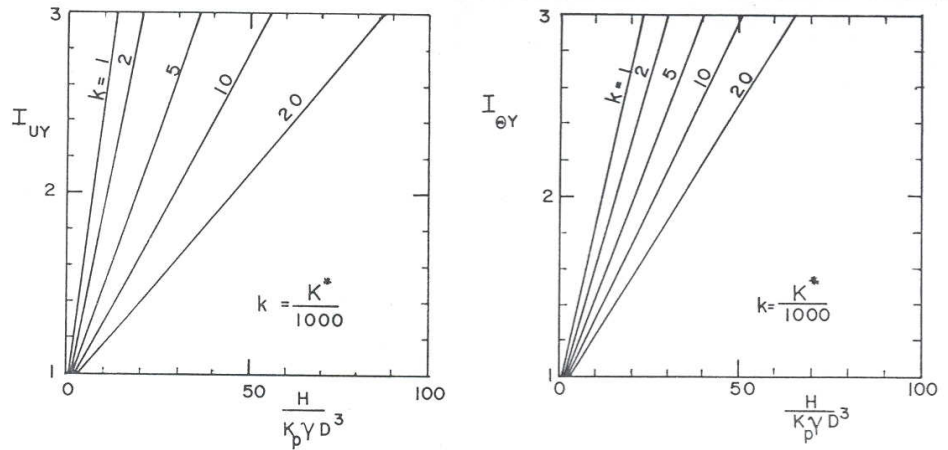


Figura 4.12 Andamento dei fattori adimensionali  $I_{UY}$  ed  $I_{UY}^F$  in terreni incoerenti (da Budhu & Davies, 1987).

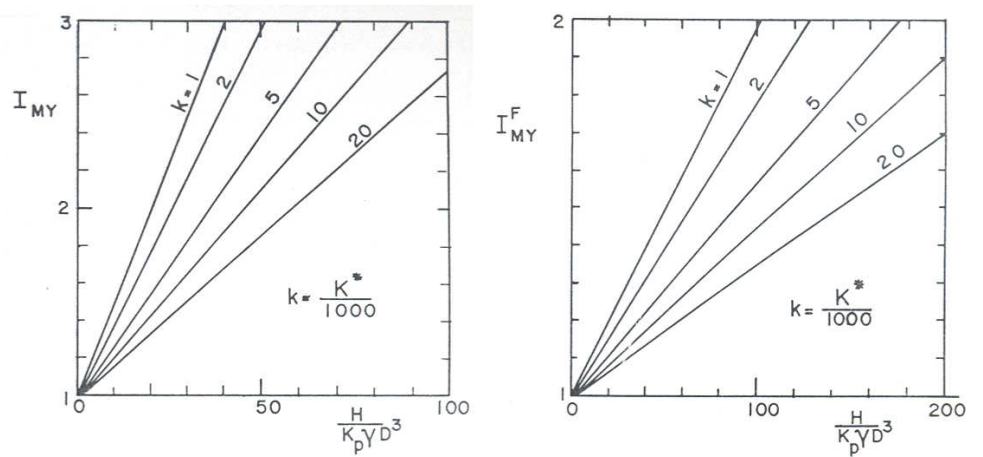


Figura 4.13. Andamento dei fattori adimensionali  $I_{MY}$  ed  $I_{MY}^F$  in terreni incoerenti (da Budhu & Davies, 1987).

Gli autori propongono delle formule analitiche che interpolano le curve rappresentate nelle figure 4.8 ÷ 4.13, relative agli andamenti dei fattori adimensionali di amplificazione.

In base ai risultati ottenuti dagli autori, è possibile esprimere le seguenti considerazioni generali:

- 
- al crescere del carico, l'allontanamento dai valori ottenuti con le analisi elastiche diviene più evidente;
  - gli incrementi di spostamenti, rotazioni e momenti massimi sono maggiori per pali più flessibili;
  - gli effetti dello scorrimento relativo palo – terreno sono meno pronunciati per i pali incastrati in testa, tanto in termini di spostamenti quanto in termini di momenti.
  - gli effetti dovuti alla non linearità si manifestano in corrispondenza di carichi più elevati nei pali impediti di ruotare rispetto a quelli liberi; in altre parole, la fase elastica si conserva fino a valori del carico maggiori nei pali impediti di ruotare.

Particolarmente rilevante è la considerazione che l'incremento dei momenti massimi sia più significativo per i pali flessibili che per i pali più rigidi. I pali flessibili, in condizioni elastiche, presentano momenti massimi minori rispetto ai pali rigidi. Di conseguenza si può ritenere che i valori dei momenti massimi, al crescere del livello di carico, divengano progressivamente indipendenti dalla rigidità relativa palo – terreno e dipendano essenzialmente dalle caratteristiche di resistenza del terreno (Davies & Budhu 1986). Davies & Budhu (1986) e Budhu & Davies (1987, 1988) constatano come l'incremento dei valori di momento si accompagna ad un incremento della profondità alla quale il momento massimo si rinviene. Questo in conseguenza del fatto che l'insorgere di progressivi scorrimenti relativi palo – terreno nelle zone più prossime al piano campagna induce un *trasferimento* verso il basso delle sollecitazioni agenti sul palo. Il valore assunto dal rapporto fra la quota di momento massimo e la lunghezza efficace è rappresentato in figura 4.14 per argille sovraconsolidate e per argille tenere.

In seguito ai fenomeni di scorrimento relativo palo – terreno e al *trasferimento* verso il basso delle sollecitazioni agenti sul palo, i valori di lunghezza efficace individuati nelle analisi elastiche non sono più rigorosamente validi. La lunghezza efficace tende ad assumere valori progressivamente maggiori al crescere dei fenomeni di scorrimento relativo.

Ancora Davies & Budhu (1986) e Budhu & Davies (1987, 1988) forniscono delle formule, indicative, per individuare il valore di lunghezza critica  $L_c$  al raggiungimento delle condizioni di collasso.

Definita  $\sigma_y$  la tensione di snervamento del materiale costituente il palo, i valori di lunghezza critica individuati in riferimento alle differenti tipologie di terreno sono indicati nella tabella 4.5.

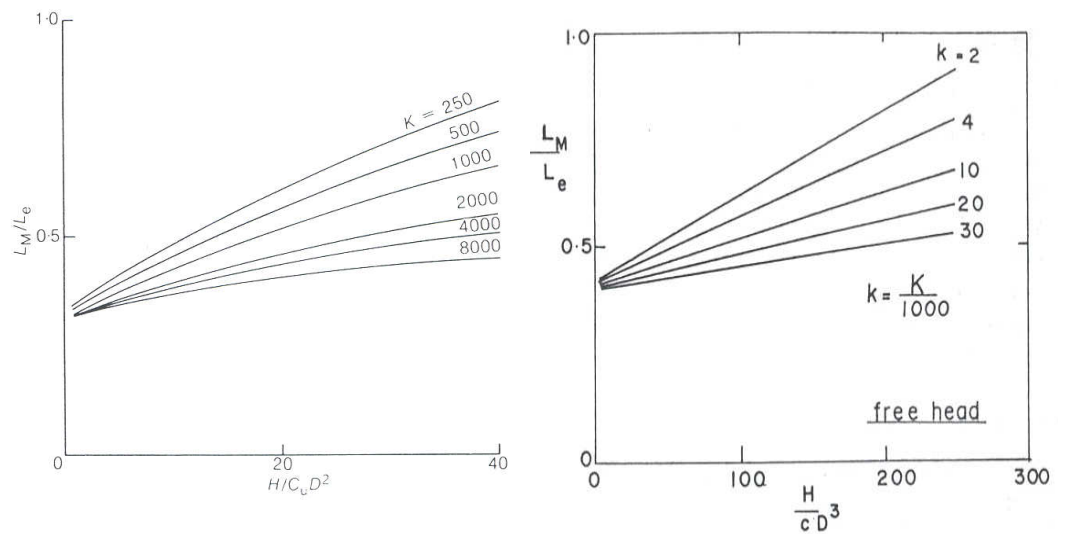


Figura 4.14. Rapporto tra la quota di momento massimo e la lunghezza efficace al variare del carico agente, in argille tenere (da Budhu & Davies, 1988).

	Tipo di terreno	$\frac{L_c}{D}$	$n$
Davies & Budhu (1986)	argille sovraconsolidate	$0,4 \cdot n^{1/2}$	$\frac{\sigma_y}{c_u}$
Budhu & Davies (1987)	terreni incoerenti	$0,8 \cdot n^{1/3}$	$\frac{\sigma_y}{K_p \gamma D}$
Budhu & Davies (1988)	argille tenere	$0,6 \cdot n^{1/3}$	$\frac{\sigma_y}{cD}$

Tabella 4.5. Formule per il calcolo della lunghezza critica in condizioni di collasso.

---

## 4.2 ANALISI PARAMETRICHE CONDOTTE CON IL CODICE DI CALCOLO STHOP

### 4.2.1 *Modalità di analisi*

Le analisi i cui risultati sono esposti nei seguenti paragrafi riguardano il palo singolo; esse sono state realizzate considerando i seguenti possibili schemi:

- a) azione agente in testa: forza orizzontale (coppia applicata ed eccentricità nulle);
- b) vincolo in testa al palo: libero oppure impedito di ruotare;
- c) omogeneità del terreno: modulo di Young costante con la profondità o variabile (terreno alla Gibson);
- d) modalità di analisi: lineare e non lineare.

Nelle analisi non lineari riportate nel paragrafo 4.2.3 vengono modellati i fenomeni di scorrimento relativo che avvengono all'interfaccia palo - terreno attraverso l'introduzione di un profilo di pressione limite  $p_u$ ; l'analisi non lineare di tipo incrementale viene condotta in tal caso in riferimento ad un modello di analisi elastico le cui proprietà meccaniche ( $E_s$ ,  $\nu$ ,  $E_p I_p$ ) sono indipendenti dal livello dei carichi esterni agenti. Il parametro di rigidezza relativa  $K=E_p/E_s$ , per conseguenza, è anch'esso indipendente dal livello dei carichi esterni.

Nelle analisi non lineari riportate al paragrafo 4.2.4 vengono, ancora una volta, modellati i fenomeni di scorrimento relativo all'interfaccia palo-terreno attraverso l'introduzione di un profilo di pressione limite  $p_u$ ; al contempo, si consente alla rigidezza flessionale del palo di diminuire all'aumentare dei carichi esterni agenti. Il parametro di rigidezza relativa  $K=E_p/E_s$ , di conseguenza, diminuisce assumendo valori minori rispetto al valore iniziale (indicato in alcuni casi, nel seguito, come  $K_0$ ).

Nel paragrafo 4.2.5 sono riportati i risultati di analisi non lineari condotte adottando le stesse ipotesi di modellazione alla base delle analisi riportate nel paragrafo 4.2.4; in tali analisi sono illustrati, inoltre, i risultati ottenibili nel caso siano modellati gli effetti del secondo ordine dovuti alla presenza di un carico assiale costante agente in testa.

---

#### 4.2.2 Analisi elastica

Le grandezze più rappresentative della risposta del sistema palo – terreno sono, per il palo libero di ruotare in testa:

- lo spostamento in testa;
- la rotazione in testa;
- il momento flettente massimo, agente lungo il fusto del palo;
- la profondità alla quale si verifica il momento massimo.

Per il palo impedito di ruotare in testa:

- lo spostamento in testa;
- il momento flettente massimo, agente in corrispondenza dell'incastro di testa.

Di seguito si riportano gli andamenti di tali grandezze, opportunamente adimensionalizzate, al variare dei parametri geometrici e meccanici che caratterizzano il sistema palo – terreno. L'adimensionalizzazione di spostamento, rotazioni e momento flettente riflette l'individuazione dei *fattori di influenza* definiti nel paragrafo 4.1.1.

Nelle figure 4.15 e 4.16 si riportano gli andamenti dello spostamento in testa  $y$  di un palo singolo, libero di ruotare in testa, immerso, rispettivamente, in un terreno omogeneo ( $E_s = \text{cost}$ ) ed in un terreno alla Gibson ( $E_s = m z$ ). Analogamente, nelle figure 4.17 e 4.18 sono riportati gli andamenti delle rotazioni  $\theta$ , nelle figure 4.19 e 4.20 sono riportati gli andamenti dei momenti flettenti massimi  $M$  e nelle figure 4.21 e 4.22 sono riportati gli andamenti della profondità  $z_M$  alla quale si verifica il momento flettente massimo  $M$ .

Nelle figure 4.23 e 4.24 si riportano, invece, gli spostamenti in testa  $y$  riferiti ad un palo con testa impedita di ruotare. Anche in questo caso, si fa riferimento ad un mezzo omogeneo e ad un mezzo alla Gibson, rispettivamente. Nelle figure 4.25 e 4.26 si riportano gli andamenti dei momenti flettenti massimi  $M$ , localizzati in corrispondenza del vincolo.

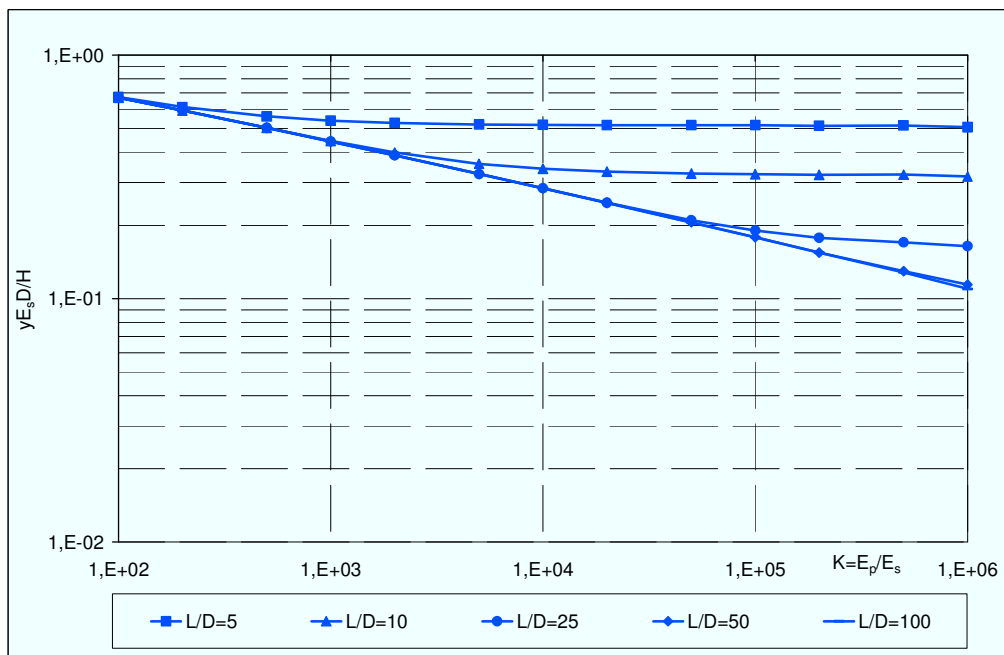


Figura 4.15. Fattore di influenza  $I_{yH}$  in un semispazio omogeneo.

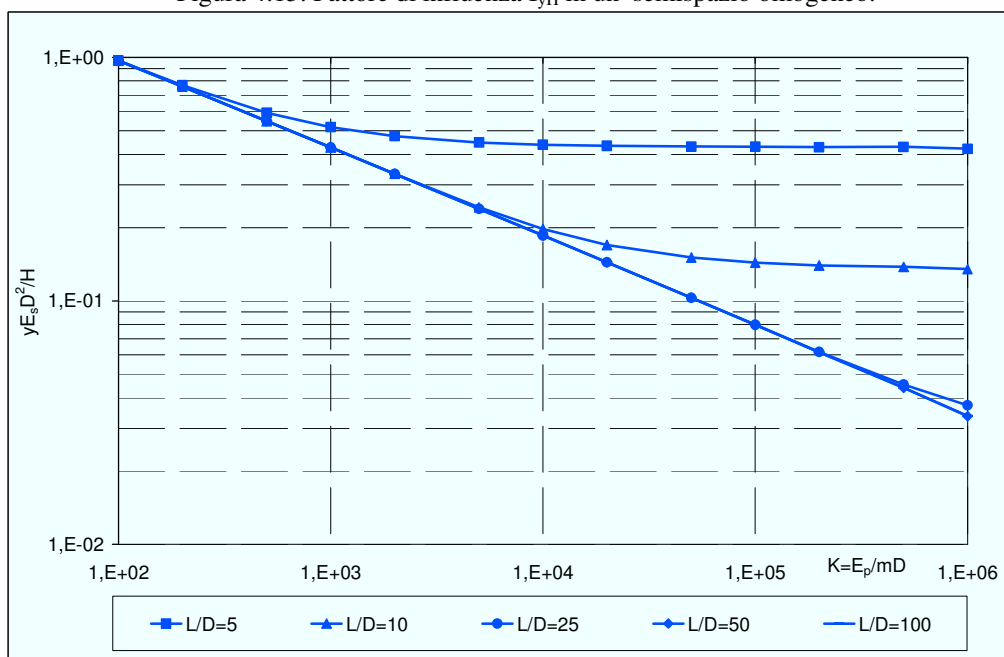


Figura 4.16. Fattore di influenza  $I_{yH}$  in un semispazio alla Gibson.

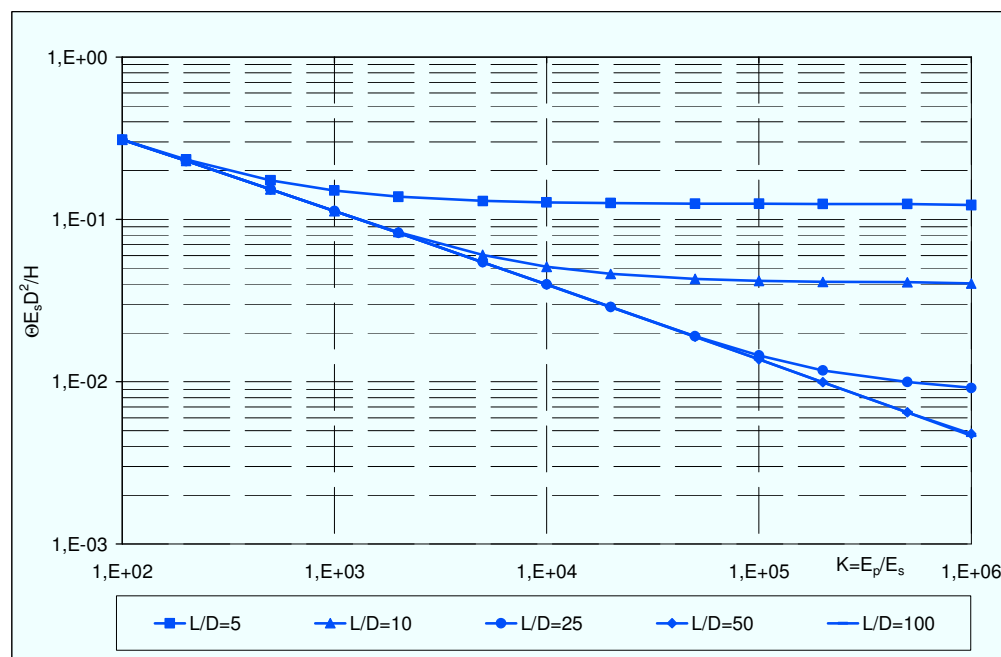


Figura 4.17. Fattore di influenza  $I_{OH}$  in un semispazio omogeneo.

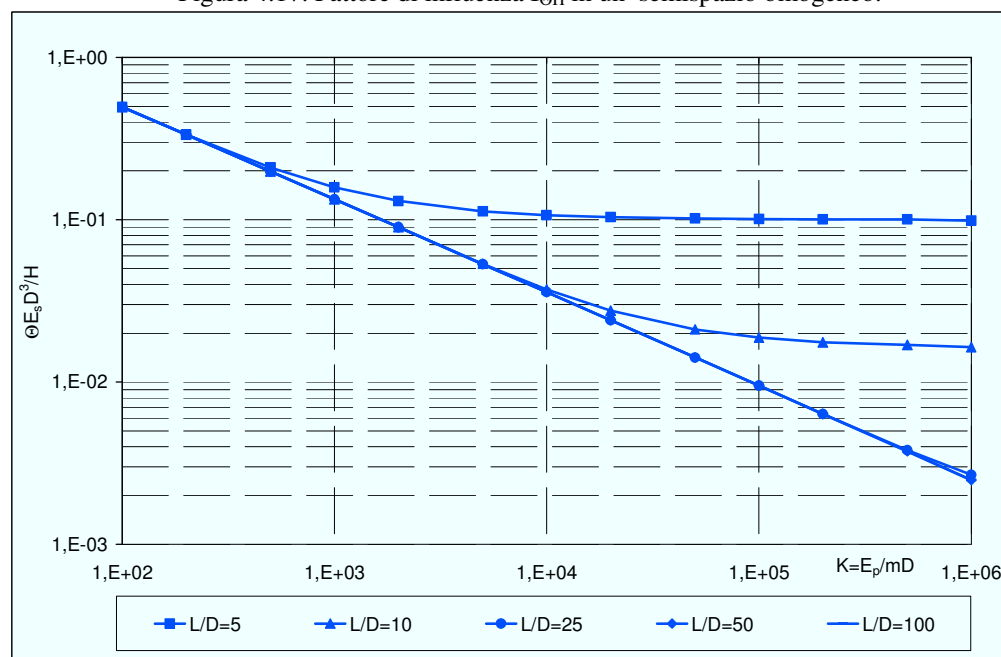


Figura 4.18. Fattore di influenza  $I_{OH}$  in un semispazio alla Gibson.

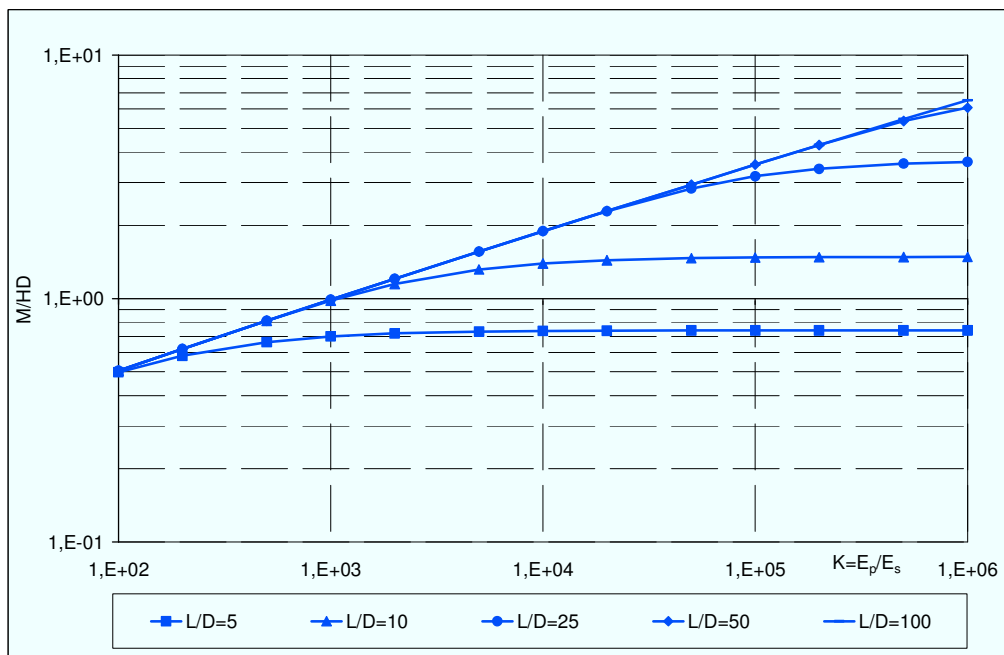


Figura 4.19. Fattore di influenza  $I_{MH}$  in un semispazio omogeneo.

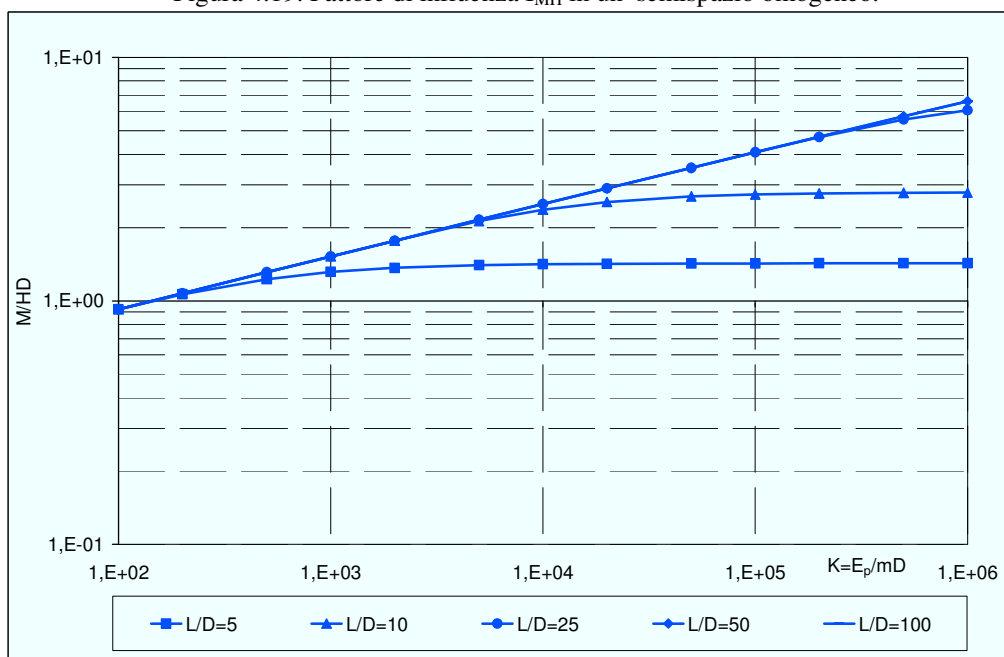


Figura 4.20. Fattore di influenza  $I_{MH}$  in un semispazio alla Gibson.



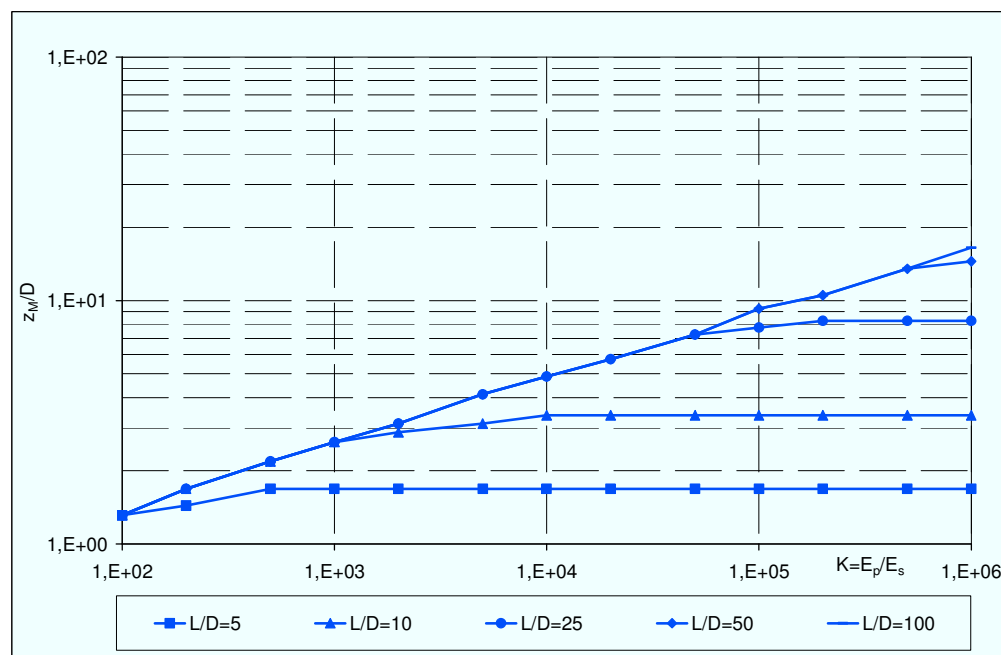


Figura 4.21. Profondità di momento massimo in un semispazio omogeneo.

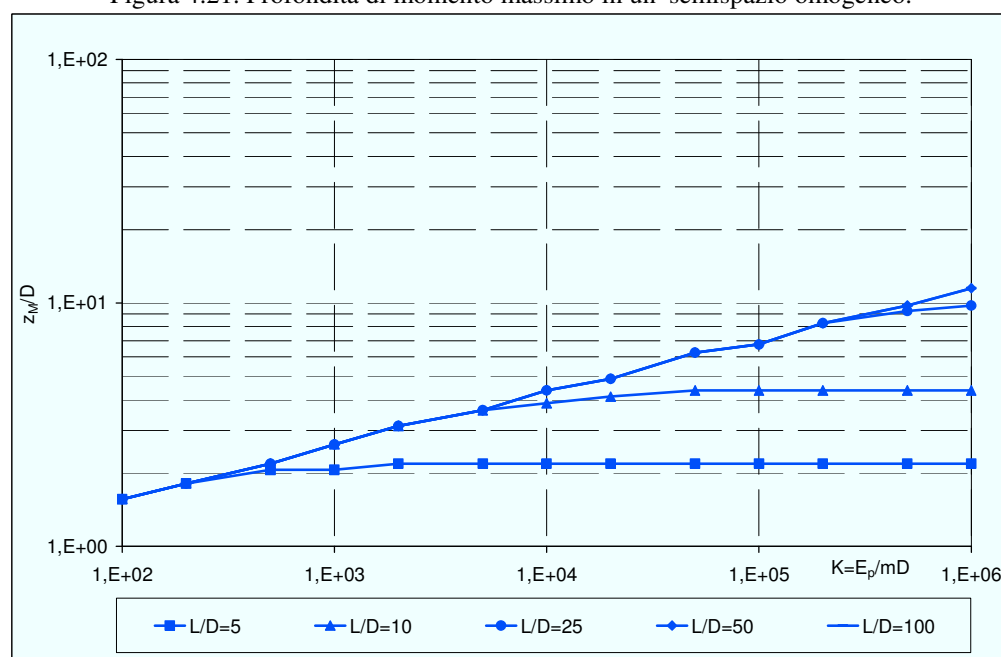


Figura 4.22. Profondità di momento massimo in un semispazio alla Gibson.

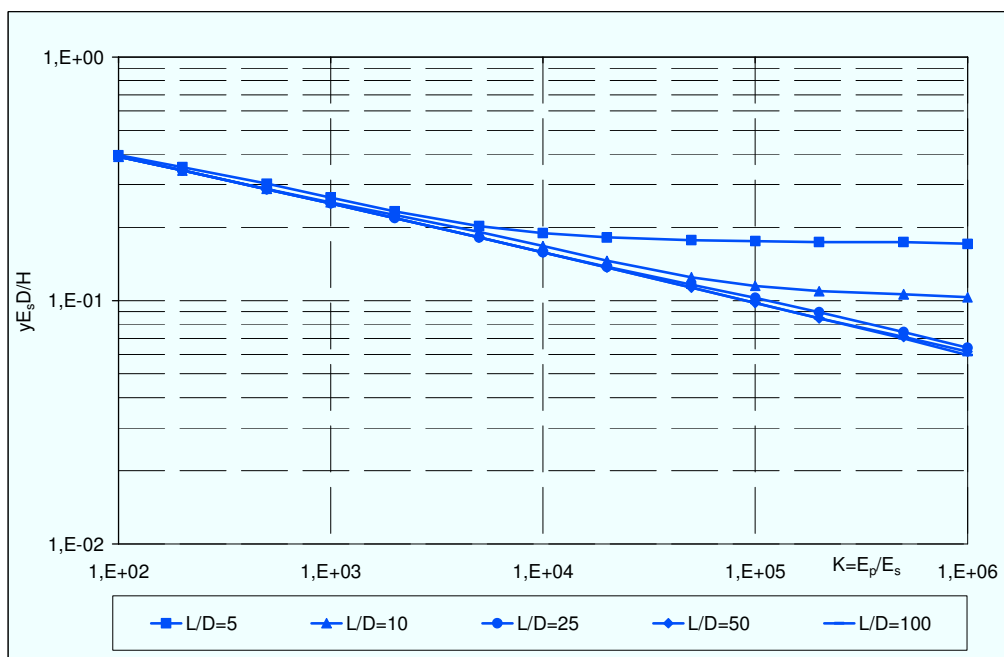


Figura 4.23. Fattore di influenza  $I_{yF}$  in un semispazio omogeneo.

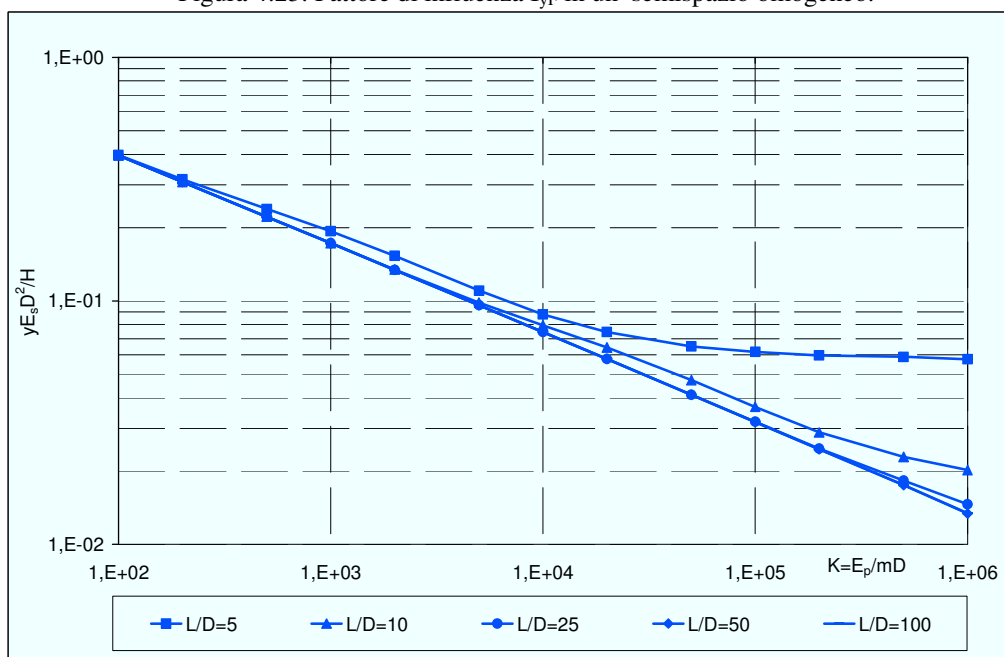


Figura 4.24. Fattore di influenza  $I_{yF}$  in un semispazio alla Gibson.

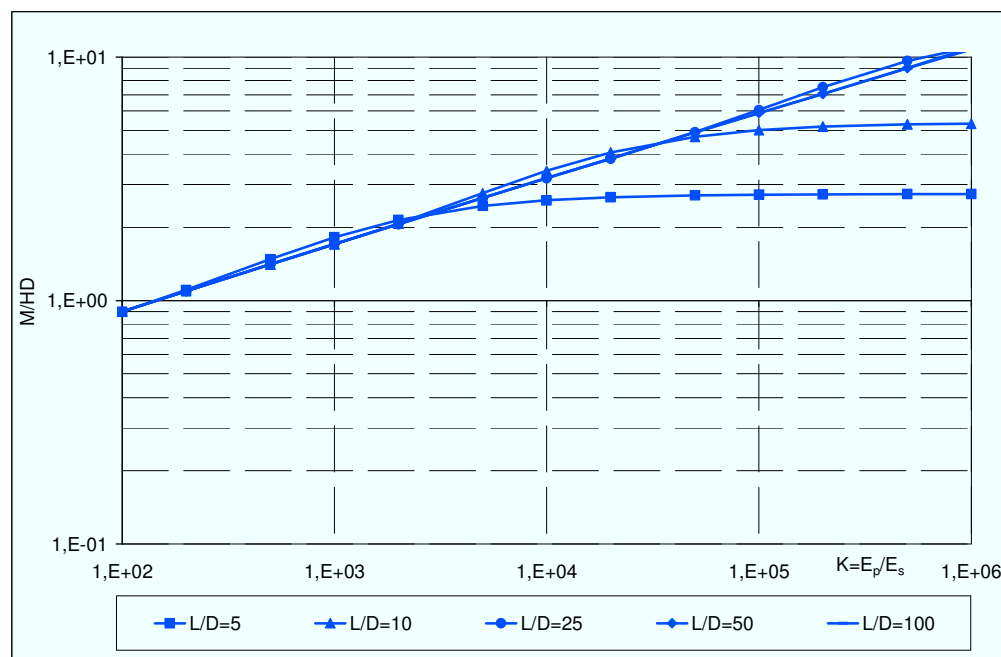


Figura 4.25. Fattore di influenza  $I_{MF}$  in un semispazio omogeneo.

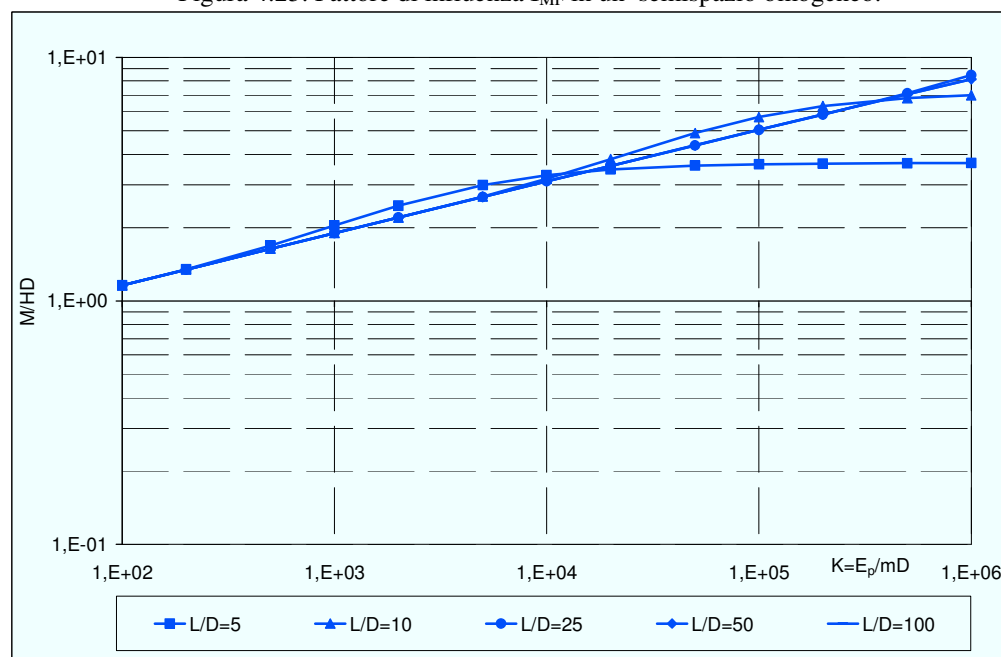


Figura 4.26. Fattore di influenza  $I_{MF}$  in un semispazio alla Gibson.

---

Il confronto tra la risposta del semispazio elastico omogeneo e la risposta del semispazio alla Gibson viene condotto a parità di rigidezza relativa  $K$ ; questa, nel mezzo alla Gibson, è determinata alla profondità di un diametro:  $K = E_p/mD$  (Budhu & Davies, 1987, 1988; Krishnan et Al., 1983). Di seguito si riportano le considerazioni di maggior rilievo che scaturiscono dall'osservazione dei risultati:

- gli andamenti confermano che la *snellezza critica* è una funzione crescente della rigidezza relativa  $K$ . Si osserva, per valori di  $K < 10^4$  (intervallo di interesse nei casi reali), come una snellezza  $L/D=10$  risulti non minore della *snellezza critica*: pali caratterizzati da una snellezza  $L/D > 10$  sono definiti *flessibili* e si comportano allo stesso modo, in termini di spostamenti, rotazioni, momenti flettenti; i pali liberi di ruotare in semispazio elastico omogeneo costituiscono un'eccezione: in tal caso una snellezza  $L/D$  pari a 10 risulta non minore della *snellezza critica* solo per valori di  $K < 10^3$ ;
- i pali *flessibili*, nell'intervallo di rigidezza relativa di interesse  $10^2 < K < 10^4$ , presentano spostamenti in testa maggiori se immersi in un semispazio omogeneo. Tale affermazione è valida sia in riferimento ai pali liberi sia in riferimento ai pali vincolati in testa; costituiscono un'eccezione i pali *flessibili* liberi di ruotare nell'intervallo  $10^2 < K < 10^3$ : in tal caso si osservano spostamenti maggiori in un semispazio alla Gibson;
- i pali *flessibili* liberi di ruotare in testa, nell'intervallo di rigidezza relativa di interesse, presentano momenti massimi lungo il fusto maggiori se immersi in un semispazio alla Gibson; la profondità di momento massimo non varia significativamente per i due differenti modelli di semispazio. Nel caso di pali *flessibili* impediti di ruotare, ancora per  $10^2 < K < 10^4$ , il momento massimo in corrispondenza del vincolo di testa assume, in buona sostanza, gli stessi valori nei due casi di semispazio omogeneo e alla Gibson;
- in un assegnato modello di semispazio, omogeneo o alla Gibson, gli spostamenti in testa sono minori nel caso di pali impediti di ruotare;
- in un assegnato modello di semispazio, omogeneo o alla Gibson, i momenti flettenti agenti in testa al palo impedito di ruotare sono significativamente maggiori di quelli agenti lungo il fusto dei pali liberi di ruotare.

---

### 4.2.3 *Analisi non lineare; rigidezza relativa indipendente dal livello di carico*

La non linearità della risposta del complesso palo-terreno è ottenuta attraverso l'introduzione di un profilo di pressione limite. Nel paragrafo 4.1.2 (tabella 4.4) sono state riportate le ipotesi di modellazione adottate da Poulos (1973a), Budhu & Davies (1986) e Davies & Budhu (1987, 1988) in analisi su modelli di terreno riconducibili ad argille tenere, argille dure e sabbie: nel caso di argille dure gli autori suggeriscono di adottare il modello di semispazio elastico omogeneo ed un profilo di pressione limite  $p_u(z)$  costante con la profondità; si ritiene, al contrario, che il comportamento di argille tenere e sabbie sia convenientemente modellato attraverso l'adozione del modello di semispazio alla Gibson ed un profilo di pressione limite linearmente crescente con la profondità.

Le analisi i cui risultati sono riportati nel seguito sono state condotte considerando due differenti profili di pressione limite  $p_u(z)$  al fine di modellare il comportamento di terreni coesivi (argille dure o argille tenere) e terreni incoerenti:

- in terreni coesivi (argille dure o argille tenere) il profilo di pressione limite adottato è il seguente:

$$p_u = N_c c_u \quad (4.39)$$

in cui  $c_u$  è la coesione non drenata del terreno e  $N_c$  è un coefficiente che varia linearmente da 2 al piano campagna a 9 alla profondità di  $3D$ , assumendo valore costante pari a 9 per profondità maggiori;

- in terreni incoerenti il profilo di pressione limite adottato è il seguente (Barton, 1982):

$$p_u = K_p^2 \gamma z \quad (4.40)$$

---

in cui  $\gamma$  è peso dell'unità di volume del terreno,  $z$  è la quota di riferimento e  $K_p$  è il coefficiente di spinta passiva alla Rankine del terreno, dipendente dall'angolo d'attrito  $\phi$  ( $K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ ).

Il modulo di Young, che definisce le proprietà di deformabilità del semispazio, viene assunto costante con la profondità in entrambi i casi considerati di terreni coesivi (argille dure o argille tenere) e terreni incoerenti.

I risultati ottenuti nei casi analizzati, per palo libero e impedito di ruotare, sono espressi in termini di *fattori adimensionali* di incremento (paragrafo 4.1.2): spostamento, rotazione e momento flettente massimo ottenuti con l'analisi non lineare sono posti in rapporto con i valori di spostamento, rotazione e momento flettente massimo ottenuti con l'analisi elastica, al crescere del livello di carico agente.

Le analisi sono realizzate in riferimento ad una snellezza  $L/D = 20$  considerando valori di rigidezza relativa  $K = E_p/E_s < 10^4$ .

Nelle figure 4.27, 4.28, 4.29 e 4.30 sono riportati, per pali liberi di ruotare in testa immersi in terreno coesivo, i *fattori adimensionali* di incremento  $I_{yY}$ ,  $I_{\theta Y}$ ,  $I_{MY}$  e  $I_{zMY}$  relativi rispettivamente agli spostamenti in testa  $y$ , alle rotazioni in testa  $\theta$ , ai momenti flettenti massimi  $M$  e alla profondità di momento massimo  $z_M$ . Nelle figure 4.31, 4.32 e 4.33 e 4.34 sono riportati i medesimi fattori adimensionali in riferimento ad un palo libero di ruotare in testa immerso in un terreno incoerente.

Analogamente, per pali impediti di ruotare in testa, si riportano i *fattori adimensionali* di incremento  $I_{yY}^F$  e  $I_{MY}^F$  relativi rispettivamente agli spostamenti in testa  $y$  e ai momenti flettenti massimi  $M$  in corrispondenza del vincolo. Nelle figure 4.35 e 4.36 si riportano i risultati ottenuti in terreni coesivi; nelle figure 4.37 e 4.38 i risultati ottenuti in terreni incoerenti.

In ascissa, il carico agente è adimensionalizzato, oltre che in ragione del diametro del palo, rispetto al valore di riferimento della coesione non drenata  $c_u$  nel primo caso, rispetto al coefficiente di spinta passiva mediante l'espressione  $K_p^2$  e al peso dell'unità di volume  $\gamma$  nel secondo caso.

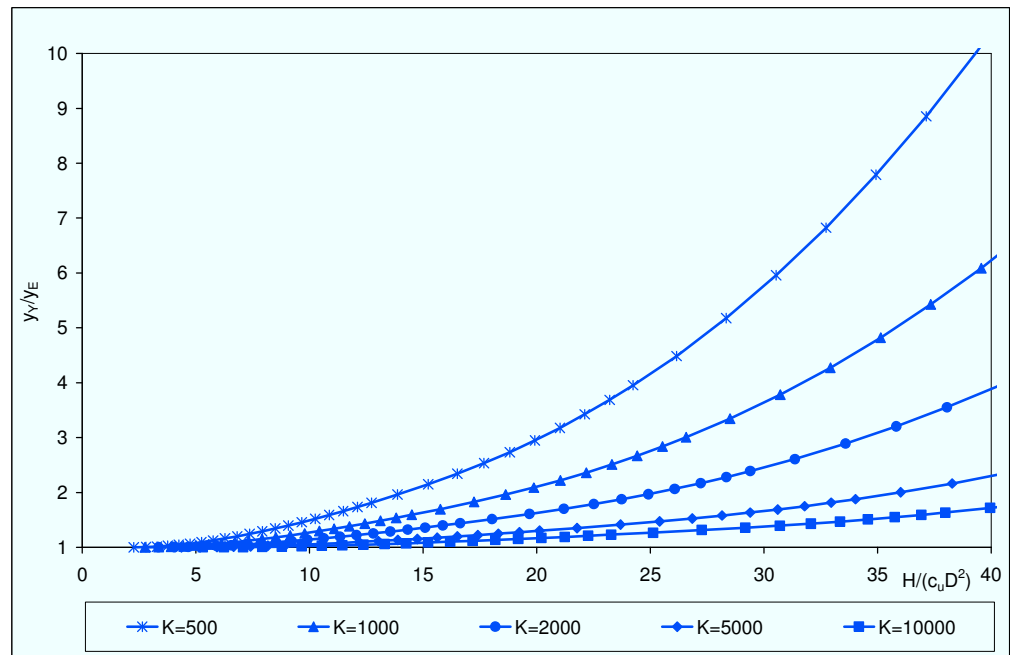


Figura 4.27. Fattore adimensionale di incremento  $I_y$ , terreni coesivi.

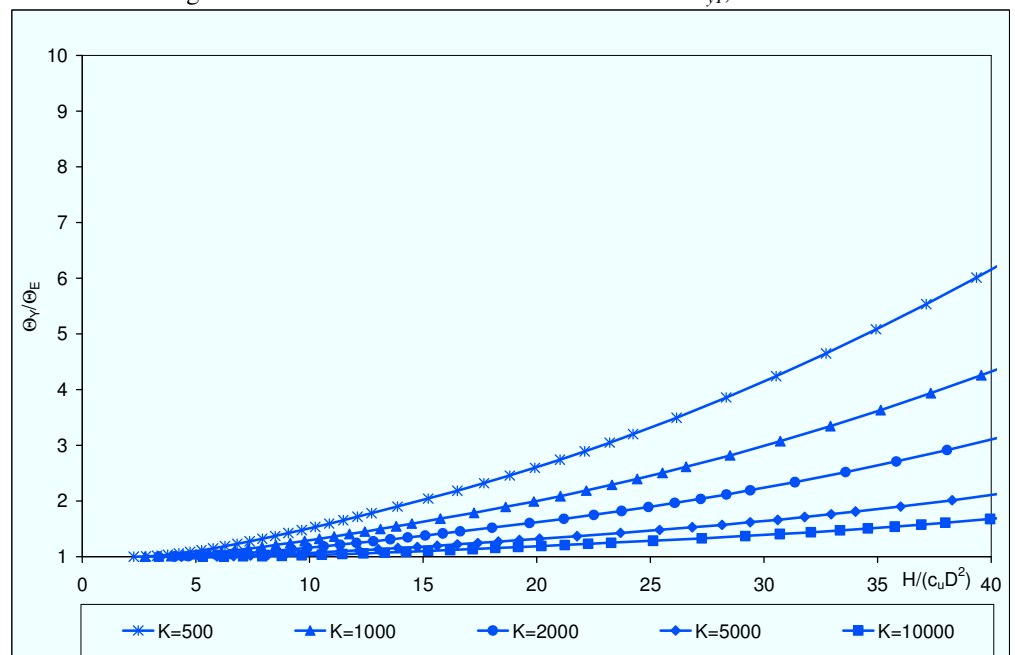


Figura 4.28. Fattore adimensionale di incremento  $I_{\theta}$ , terreni coesivi.

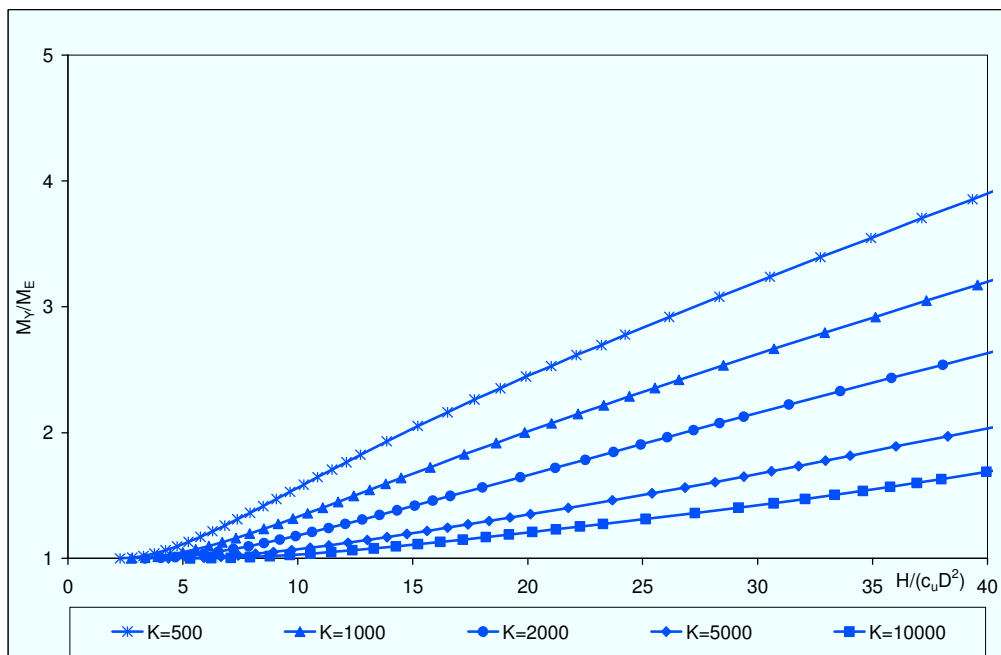


Figura 4.29. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}$ , terreni coesivi.

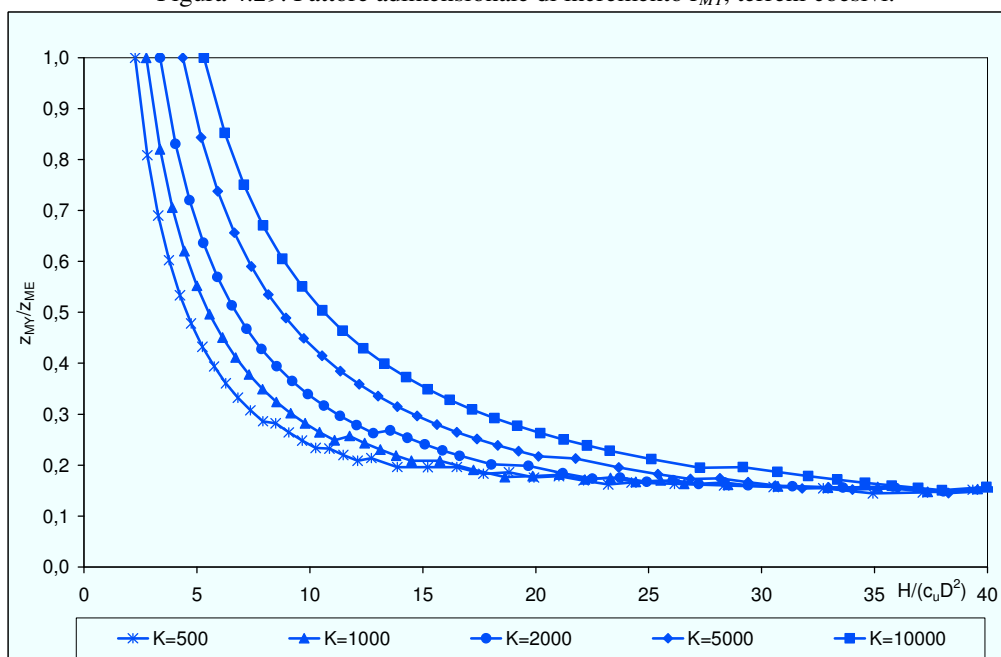


Figura 4.30. Fattore adimensionale di incremento  $I_{zMY}$ , terreni coesivi.



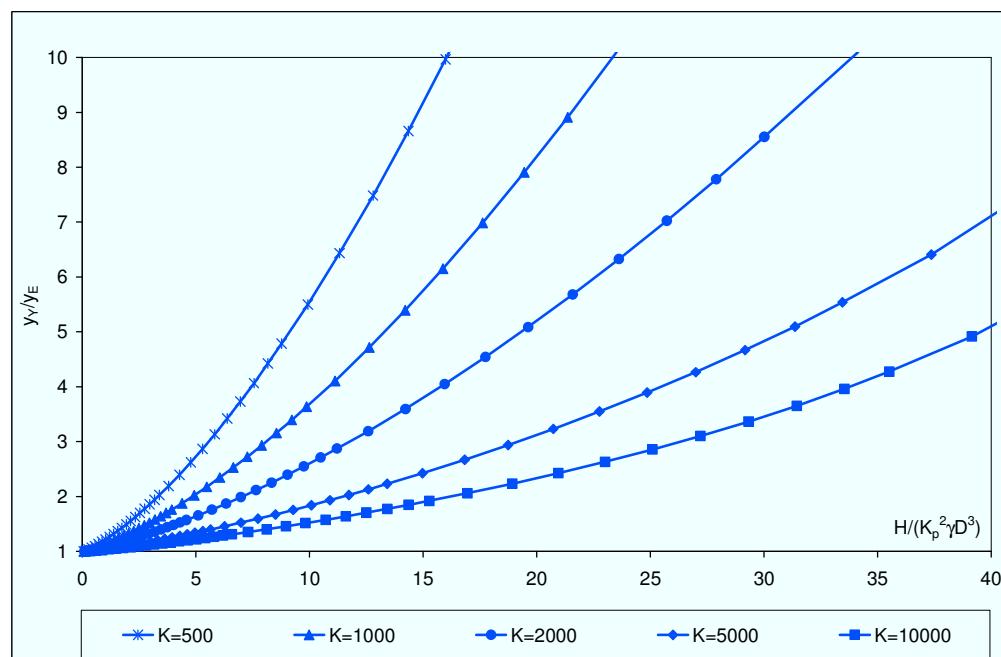


Figura 4.31. Fattore adimensionale di incremento  $I_{yY}$ , terreni incoerenti.

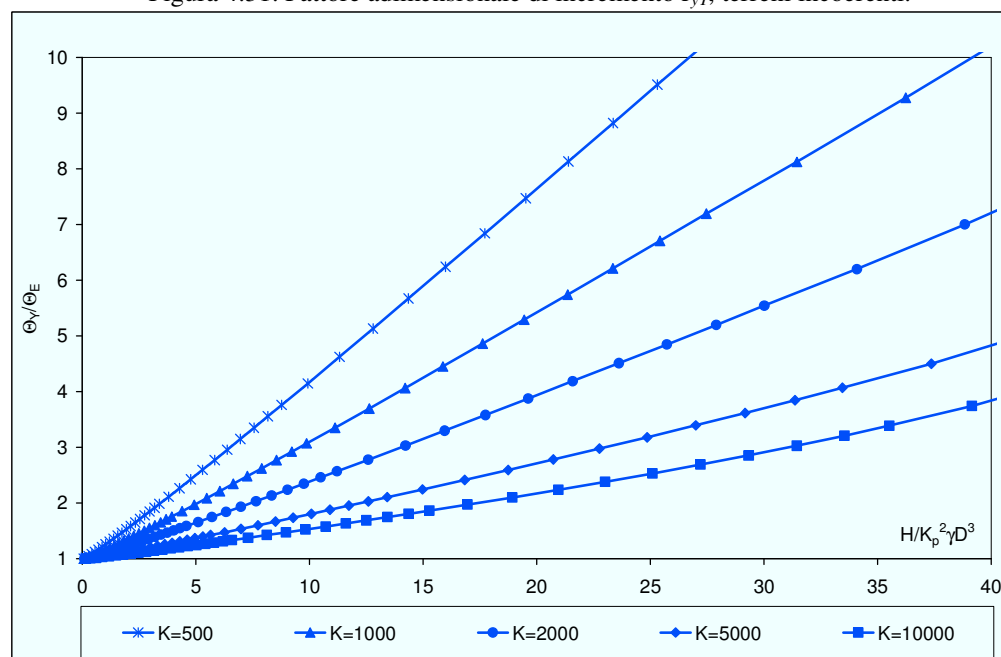


Figura 4.32. Fattore adimensionale di incremento  $I_{\theta Y}$ , terreni incoerenti.

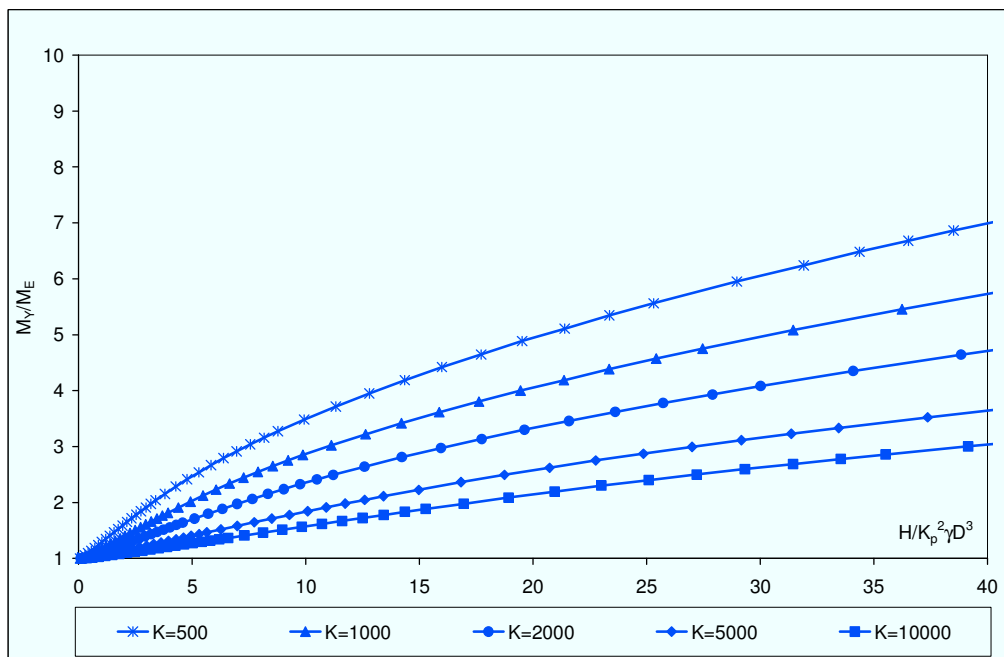


Figura 4.33. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}$ , terreni incoerenti.

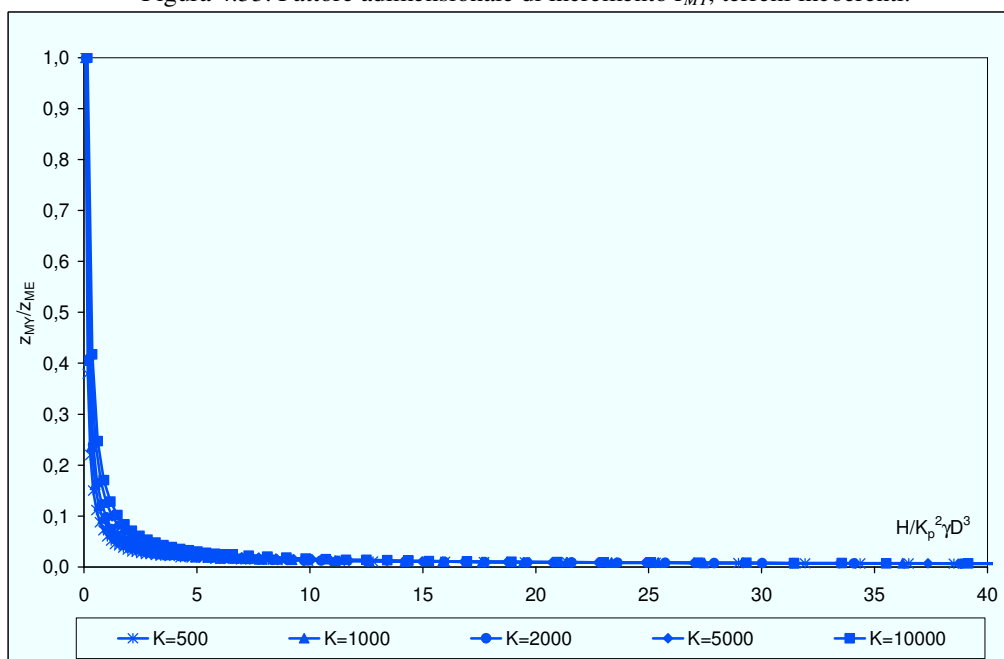


Figura 4.34. Fattore adimensionale di incremento  $I_{zMY}$ , terreni incoerenti.

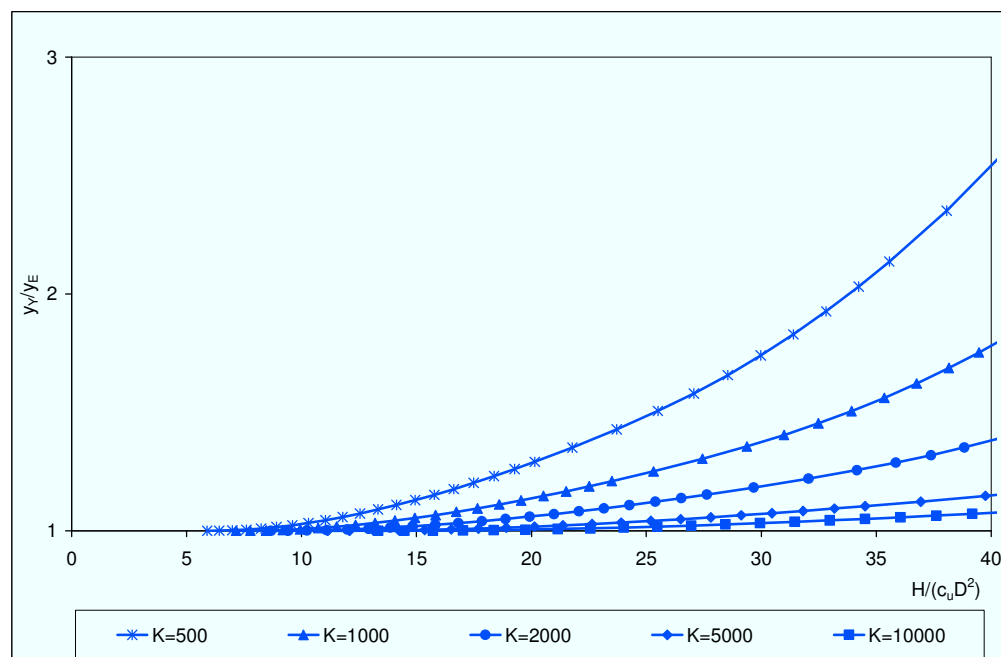


Figura 4.35. Fattore adimensionale di incremento  $I_{yy}^F$ , terreni coesivi.

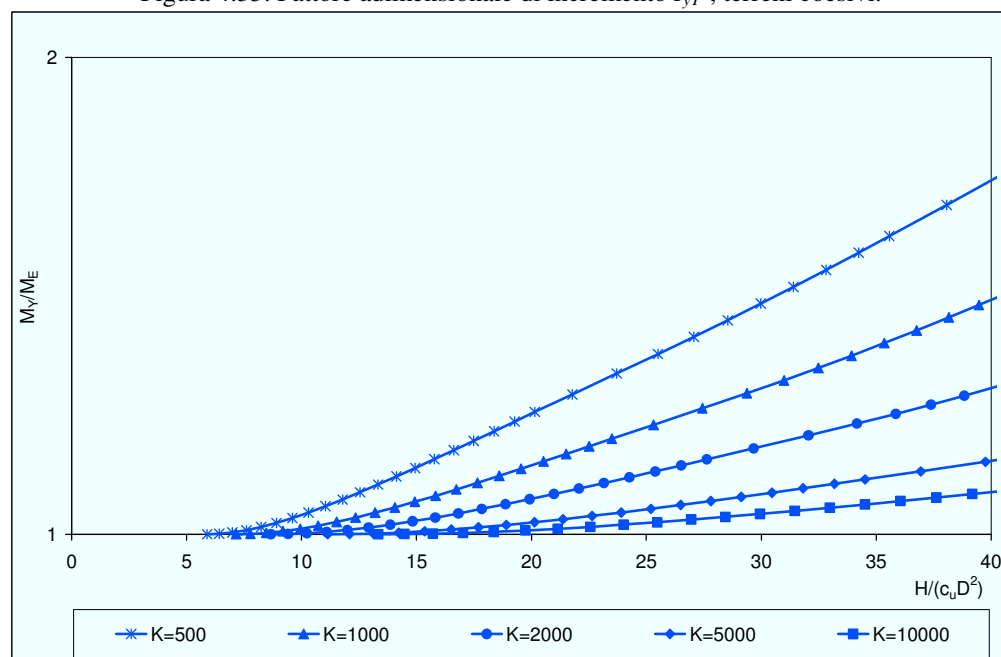


Figura 4.36. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}^F$ , terreni coesivi.

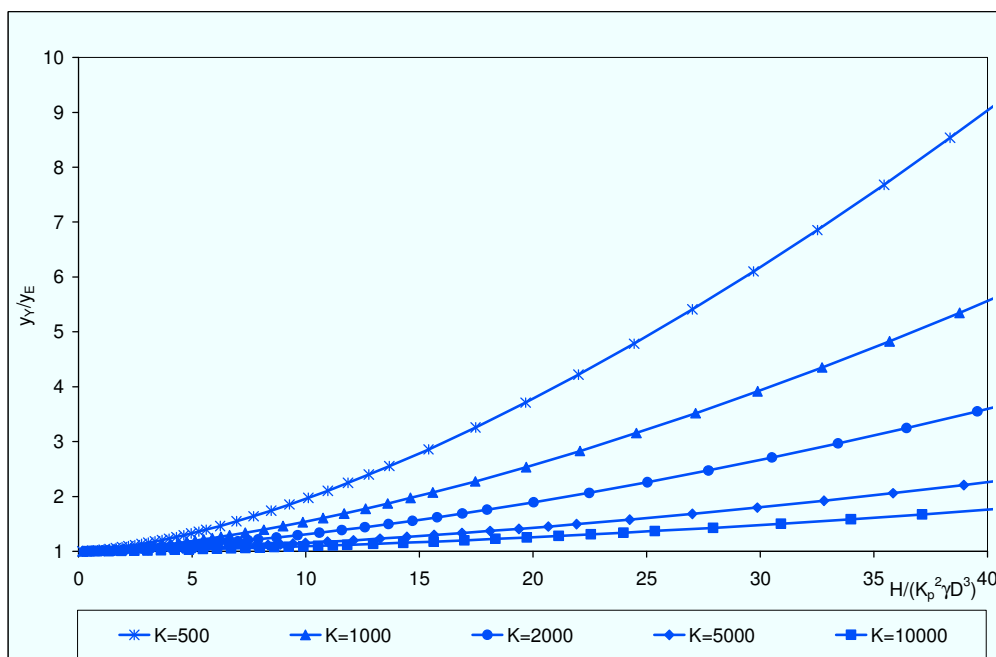


Figura 4.37. Fattore adimensionale di incremento  $I_{yy}^F$ , terreni incoerenti

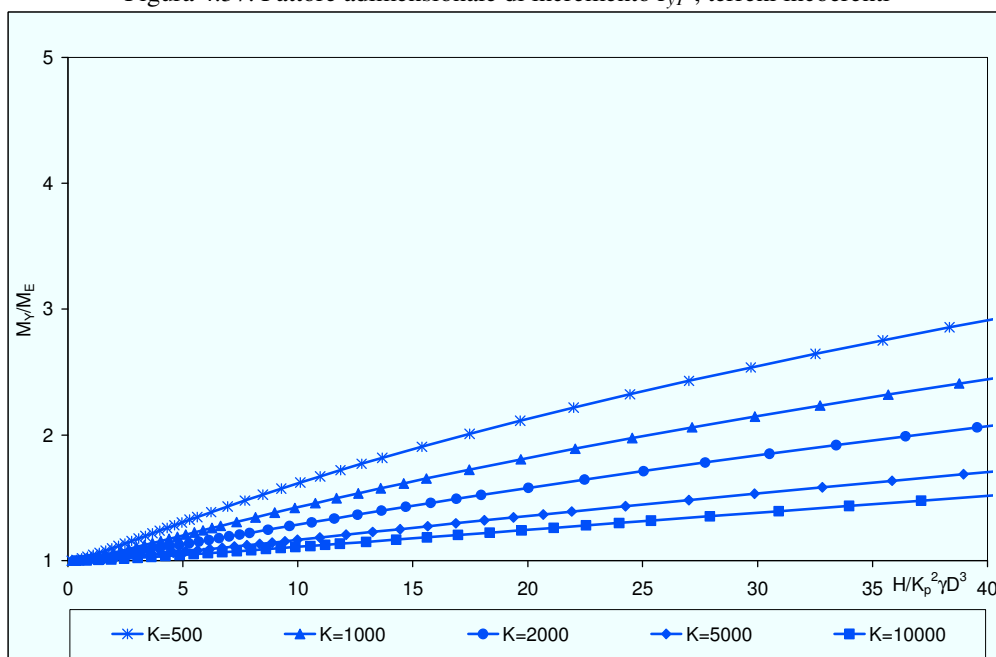


Figura 4.38. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}^F$ , terreni incoerenti.

---

Dai grafici riportati scaturiscono le seguenti considerazioni:

- l'analisi non lineare incrementa significativamente i valori di spostamento, rotazione e momento flettente massimo determinabili con una mera analisi elastica;
- l'allontanamento dai valori ottenuti con le analisi elastiche diviene più evidente al crescere del livello di carico;
- i *fattori adimensionali* assumono valori particolarmente elevati in corrispondenza di rigidezze relative  $K$  piccole, dunque per pali più flessibili;
- i *fattori di incremento* assumono valori considerevolmente minori nel caso di pali impediti di ruotare in testa rispetto al caso di pali liberi: gli effetti dello scorrimento relativo palo – terreno sono meno pronunciati;
- gli effetti dovuti alla non linearità si manifestano in corrispondenza di carichi più elevati nei pali impediti di ruotare rispetto a quelli liberi; in altre parole, la fase elastica si conserva fino a valori del carico maggiori nei pali impediti di ruotare.

#### **4.2.4 Analisi non lineare; rigidezza relativa dipendente dal livello di carico**

Le ipotesi alla base della definizione dei modelli di terreno sono state definite nel precedente paragrafo 4.2.3. Nelle analisi non lineari riportate nel presente paragrafo vengono, ancora una volta, modellati i fenomeni di scorrimento relativo all'interfaccia palo-terreno attraverso l'introduzione di un profilo di pressione limite  $p_u$ ; tale profilo viene definito in maniera differente per terreni coesivi (argille tenere e argille dure) e terreni incoerenti. Il terreno è modellato come un semispazio elastico omogeneo e isotropo. All'aumentare dei carichi esterni agenti si consente alla rigidezza flessionale del palo di diminuire; il parametro di rigidezza relativa  $K=E_p/E_s$ , diminuisce di conseguenza assumendo valori minori rispetto al valore iniziale  $K_0$ . Nelle analisi si fa esplicito riferimento a pali di fondazione in calcestruzzo armato. La funzione momento - curvatura – sforzo normale ( $M-\Psi-P$ ), che definisce il comportamento dei *conci* del palo nei riguardi delle deformazioni flessionali, viene calcolata adottando le ipotesi di modellazione descritte nel Capitolo 3. Per il calcestruzzo del nucleo confinato viene adottato il legame costitutivo

---

suggerito da Mander et Al.(1988) mentre per l'acciaio si adotta il legame costitutivo suggerito da Priestley et Al.(1996).

Nelle figure 4.39 e 4.40 (Priestley et Al.,1996) si riporta un esempio degli andamenti ottenibili adottando tali ipotesi di modellazione nella definizione della funzione momento-curvatura di una tipica sezione in calcestruzzo armato. I valori di momento flettente calcolati sono riportati in funzione della curvatura (figura 4.39) e in funzione della massima deformazione longitudinale di compressione nel calcestruzzo del nucleo  $\epsilon_{cmax}$  (figura 4.40). I risultati ottenuti da Priestley et Al.(1996) sono riportati nuovamente nelle figure 4.41 e 4.42 e confrontati con i risultati ottenuti conducendo le analisi con il codice di calcolo STHOP: i due studi, basati sulle medesime ipotesi di modellazione, forniscono risultati quasi identici. L'analisi condotta con il codice di calcolo STHOP è spinta fino al raggiungimento di una deformazione massima di compressione del calcestruzzo del nucleo confinato  $\epsilon_{cmax}$  circa pari a 0,05. Si osserva un andamento crescente del momento flettente fino al raggiungimento di  $\epsilon_c = 0,04$  quindi un'inversione della risposta. Andamenti simili si osservano in figura 4.43 in cui, per una sezione in calcestruzzo armato con caratteristiche simili, sono riportati i risultati di analisi ottenute al variare dello sforzo normale.

Il valore del momento ultimo  $M_u$  (e della curvatura ultima  $\Psi_u$ ) da adottare nelle analisi può essere assunto in corrispondenza del punto di massimo della funzione momento curvatura; in alternativa esso può essere individuato in corrispondenza di un assegnato valore di deformazione ultima di compressione  $\epsilon_{cu}$ . Scott et Al. (1982), Mander et Al.(1988) e Priestley et Al.(1996) suggeriscono di assumere un valore di  $\epsilon_{cu}$  in corrispondenza del quale si verifica la rottura della prima staffa di confinamento; una stima conservativa della  $\epsilon_{cu}$  è data dalla seguente espressione (Priestley et Al.,1996):

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (4.41)$$

in cui  $\epsilon_{su}$  è la deformazione nell'acciaio in corrispondenza della massima tensione di trazione e  $\rho_s = 4A_{sp}/d's$  è il rapporto volumetrico di armatura di confinamento. Per sezioni rettangolari  $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ .

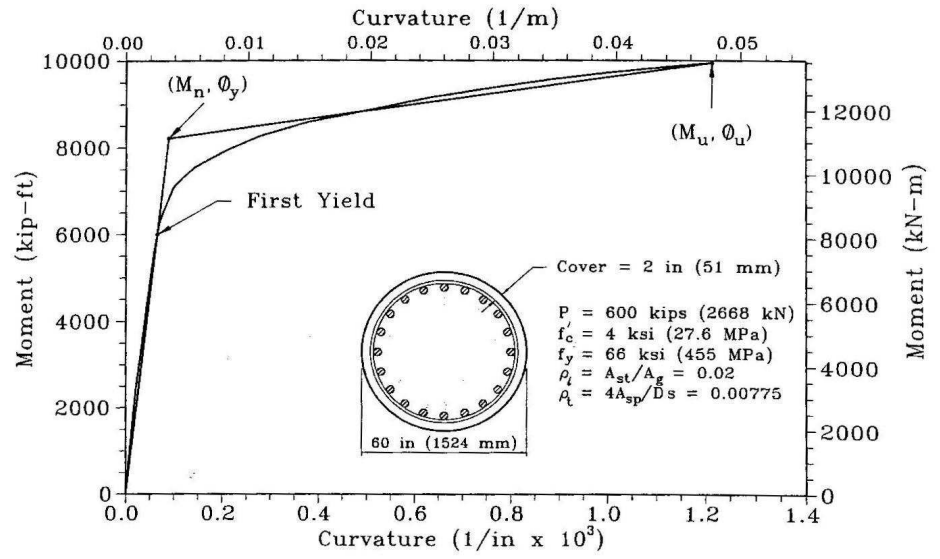


Figura 4.39. Risultati tipici di un'analisi momento-curvatura (da Priestley et Al.1996)

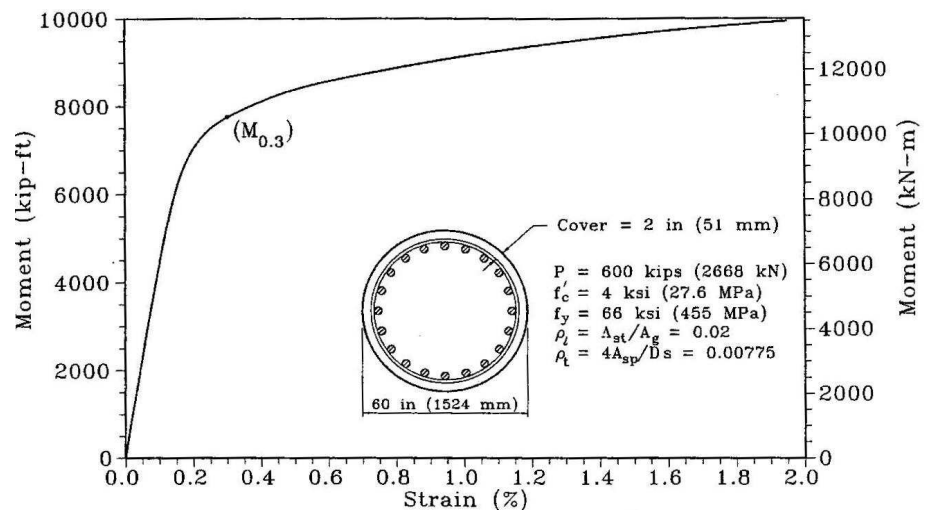


Figura 4.40. Risultati tipici di un'analisi momento-curvatura (da Priestley et Al.1996)

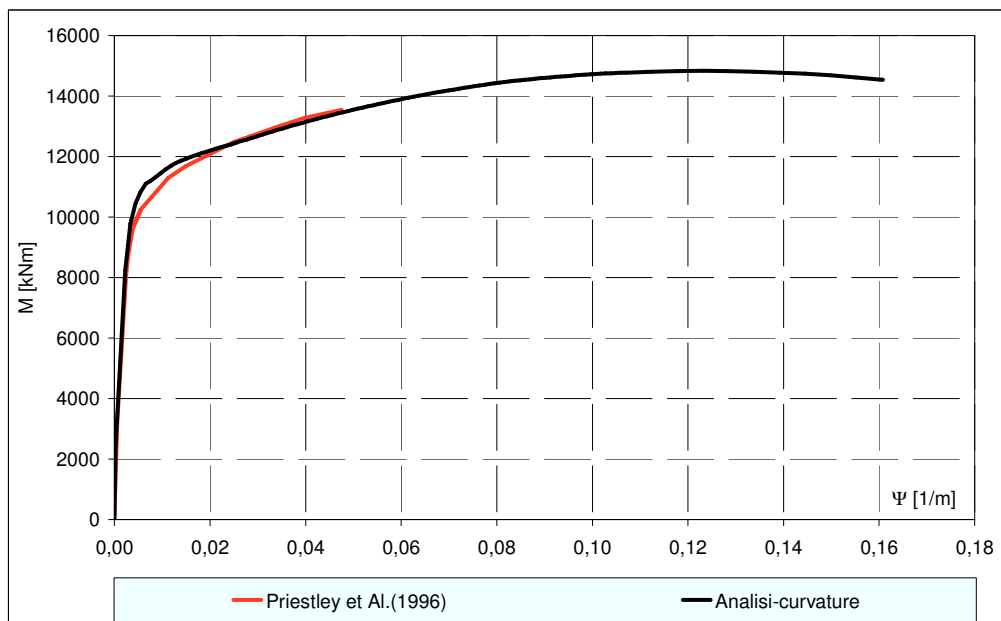


Figura 4.41. Analisi momento-curvatura: previsioni ottenute con il codice di calcolo STHOP

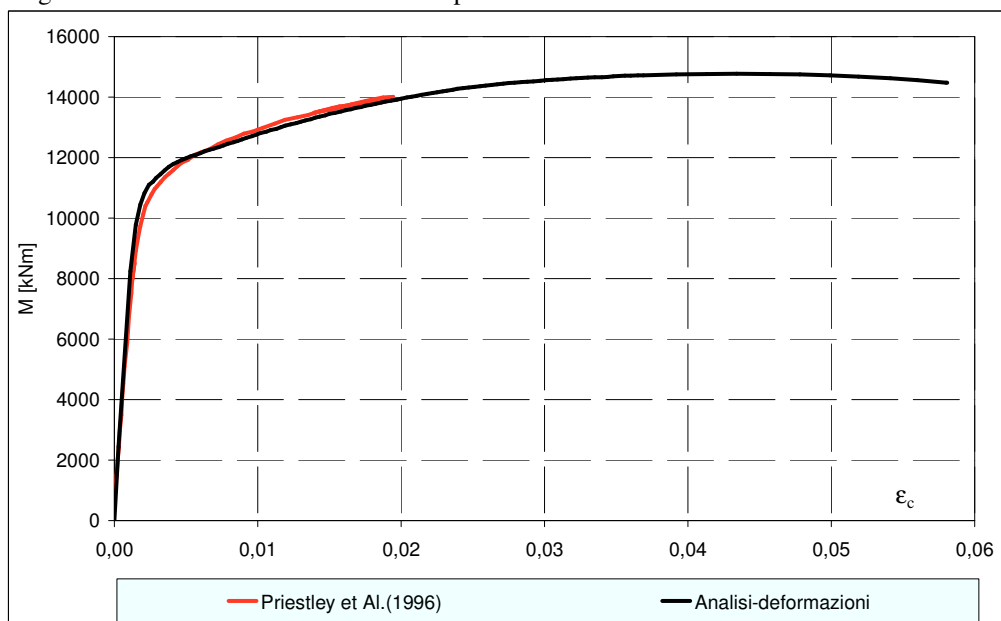


Figura 4.42. Analisi momento-curvatura: previsioni ottenute con il codice di calcolo STHOP



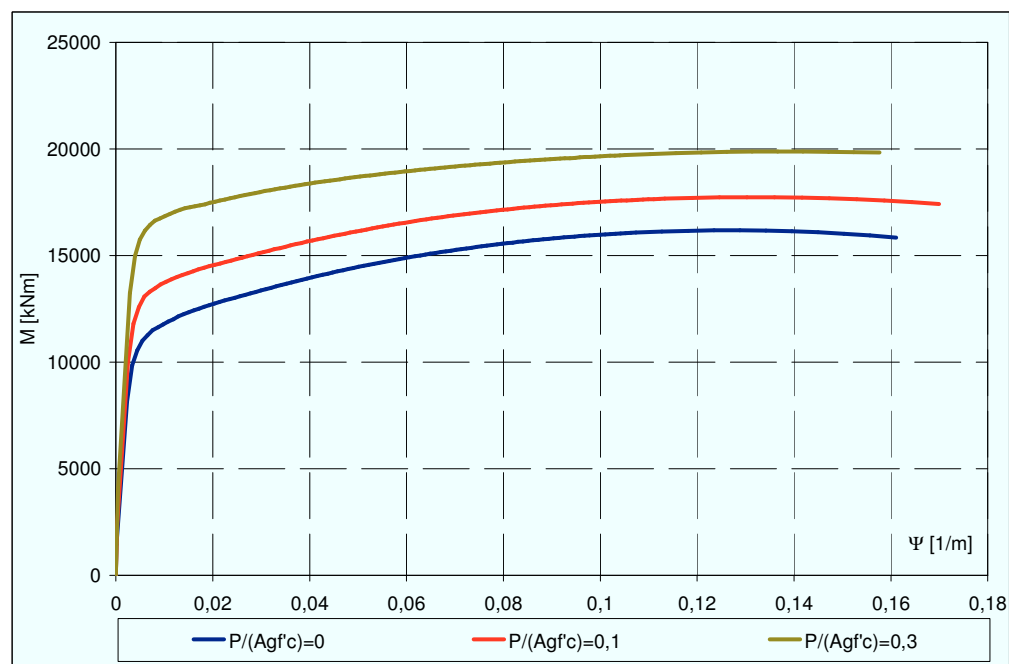


Figura 4.43 Analisi momento-curvatura: previsioni ottenute con il codice di calcolo STHOP

Valori tipici di  $\varepsilon_{cu}$  sono compresi tra 0.012 e 0.05 (valori molto maggiori di quelli assunti per il calcestruzzo non confinato).

Scott et Al.(1982) suggeriscono quale limite inferiore l'espressione:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.9\rho_s \left[ \frac{f_{yh}}{300} \right] \quad (4.42)$$

in cui si assume che la  $\varepsilon_{cu}$  per il calcestruzzo non confinato sia pari a 0,004.

Nelle figure 4.45 ÷ 4.54 è riportato un esempio dei risultati ottenibili con il codice di calcolo STHOP in riferimento ad un palo singolo libero di ruotare in testa la cui rigidezza flessionale sia definita da una funzione momento curvatura del tipo indicato in figura 4.44. E' stata adottata per il terreno la modellazione definita in precedenza per terreni incoerenti. In figura 4.44 sono indicati sulla funzione momento curvatura i valori del momento di fessurazione del calcestruzzo  $M_f$ , del momento di primo snervamento

dell'acciaio  $M_y$  e del momento ultimo  $M_u$  individuato secondo le indicazioni di Scott et Al.(1982) e Priestley et Al.(1996).

Le analisi terminano al raggiungimento di un valore del momento flettente massimo pari al valore del momento ultimo individuato secondo le indicazioni di Scott et Al.(1982). I risultati ottenuti sono rapportati ai risultati ottenuti con lo stesso tipo di modellazione per il terreno ma considerando il palo come un elemento elastico lineare. Le due analisi coincidono, ovviamente, per livelli di carico tali che il momento flettente massimo risulti minore del momento di fessurazione  $M_f$ ; per valori di carico maggiori, in seguito alla variazione di rigidezza flessionale del palo, si calcolano: spostamenti e rotazioni in testa maggiori; momenti flettenti massimi minori e quota del momento flettente massimo minore.

Per livelli di carico tali da indurre sollecitazioni flettenti massime maggiori del momento di primo snervamento dell'acciaio  $M_y$  si verificano notevoli incrementi di spostamenti e rotazioni in testa in corrispondenza di piccoli incrementi di carico in conseguenza della formazione della cerniera plastica.

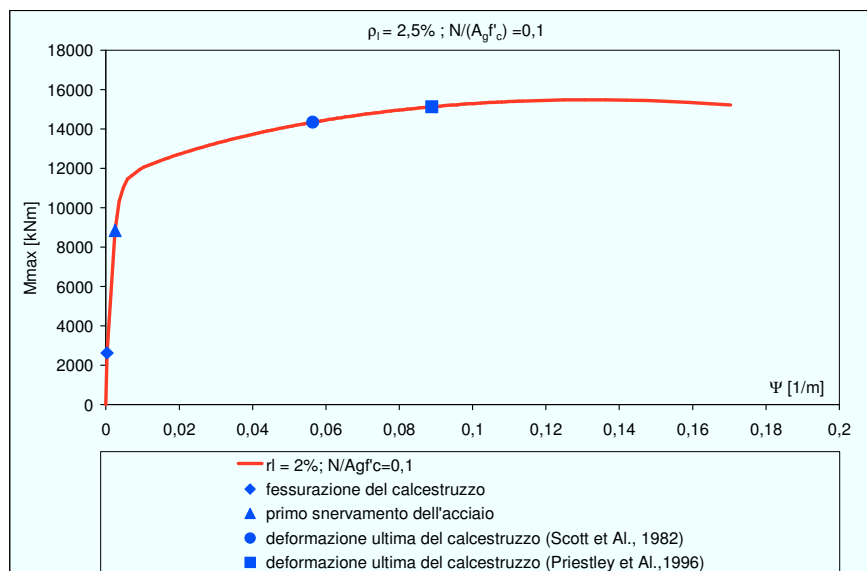


Figura 4.44 Analisi momento-curvatura: previsioni ottenute con il codice di calcolo STHOP

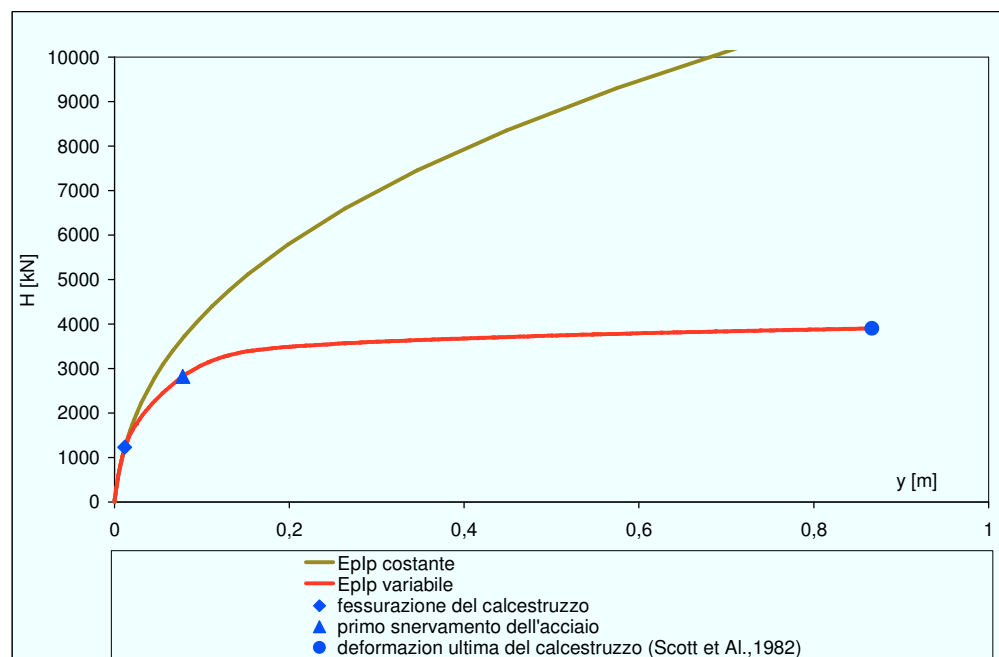


Figura 4.45 Codice di calcolo STHOP: curva carichi – spostamenti in testa

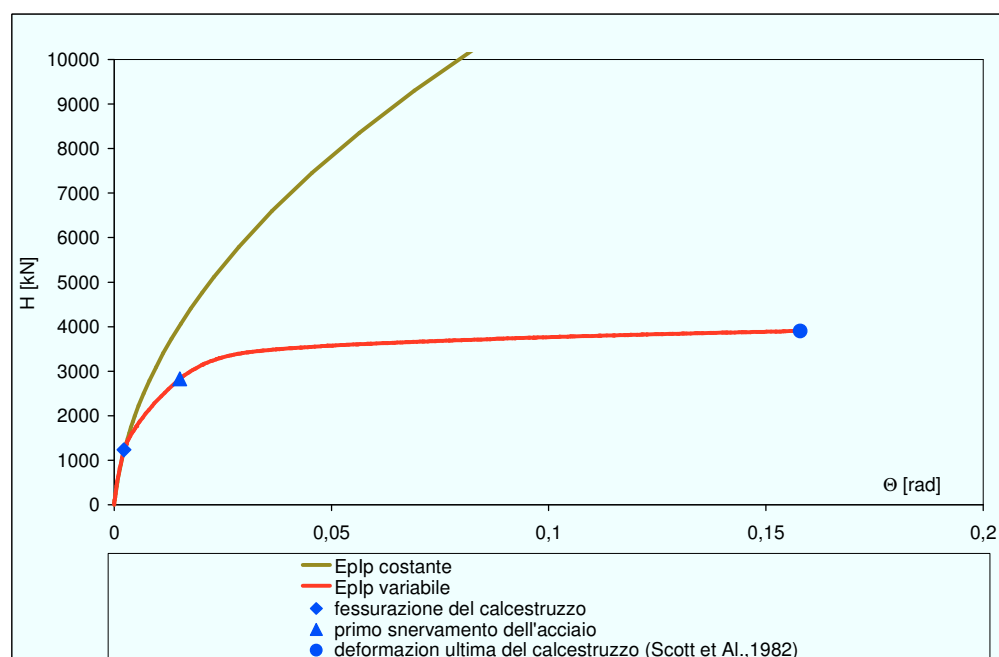


Figura 4.46 Codice di calcolo STHOP: curva carichi – rotazioni in testa

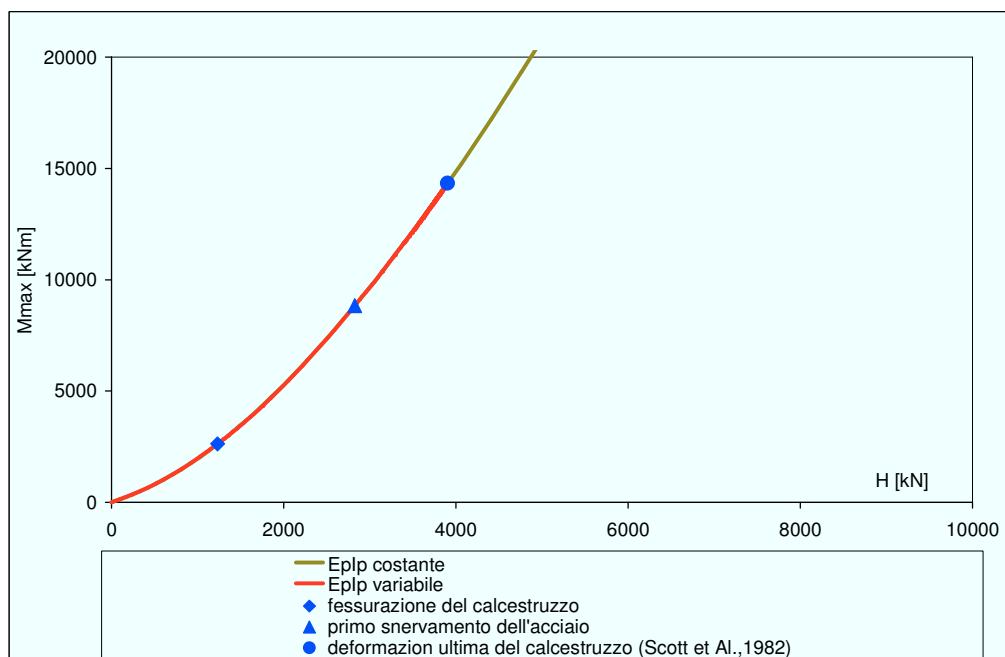


Figura 4.47 Codice di calcolo STHOP: curva carichi – momenti massimi

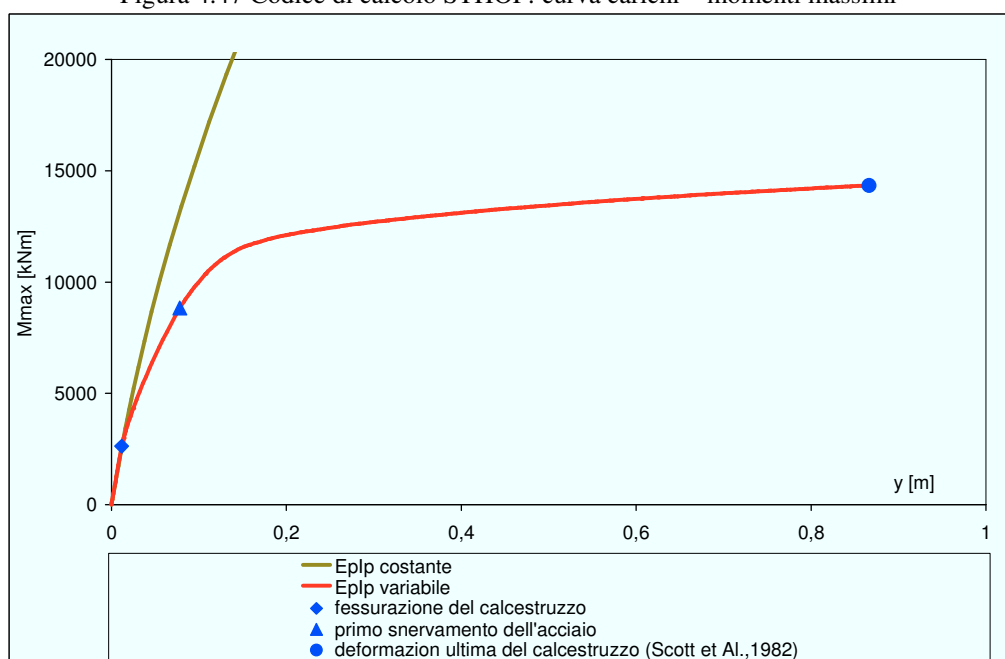


Figura 4.48 Codice di calcolo STHOP: curva carichi – momenti massimi

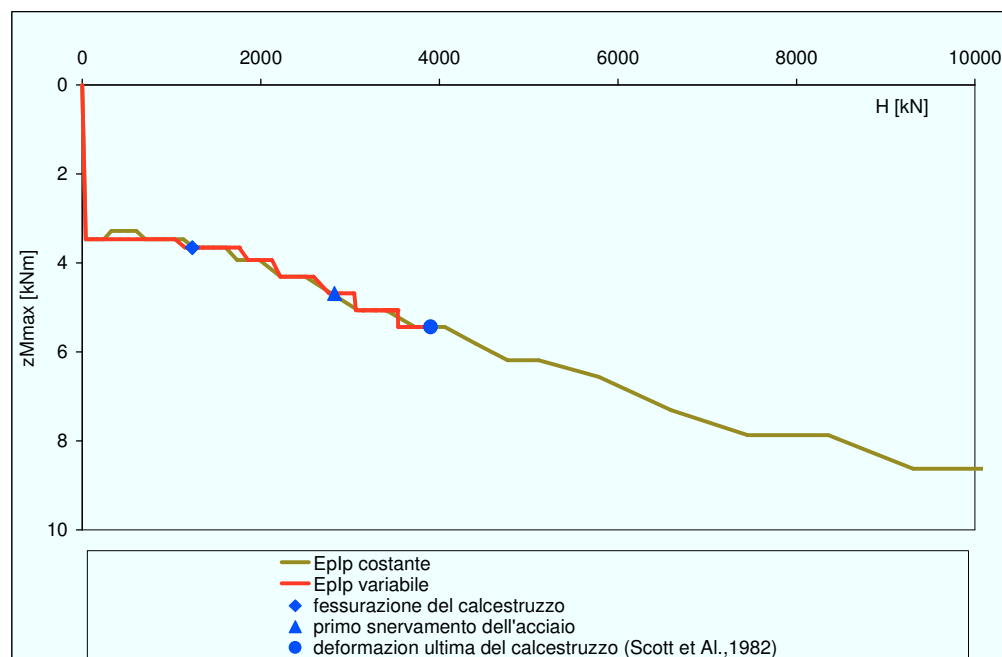


Figura 4.49 Codice di calcolo STHOP: quota del massimo momento flettente

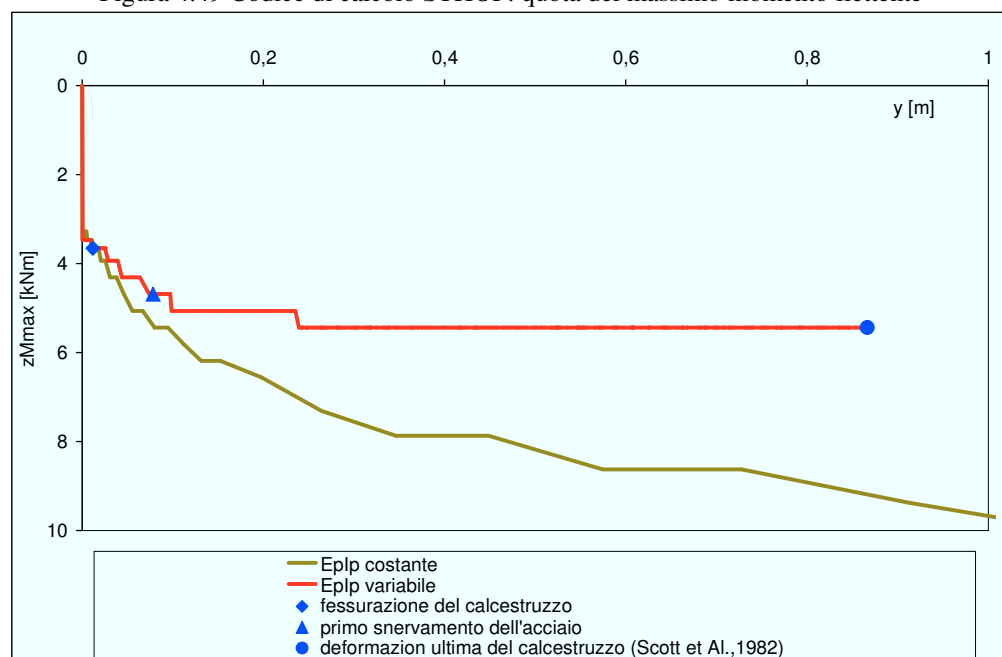


Figura 4.50 Codice di calcolo STHOP: quota del massimo momento flettente

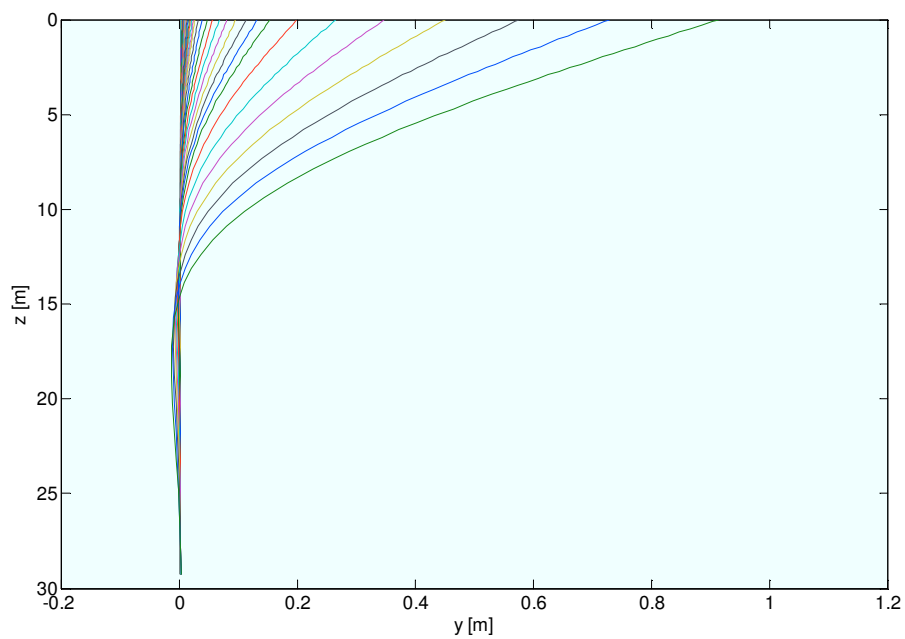


Figura 4.51 Codice di calcolo STHOP: profili di spostamento, palo lineare.

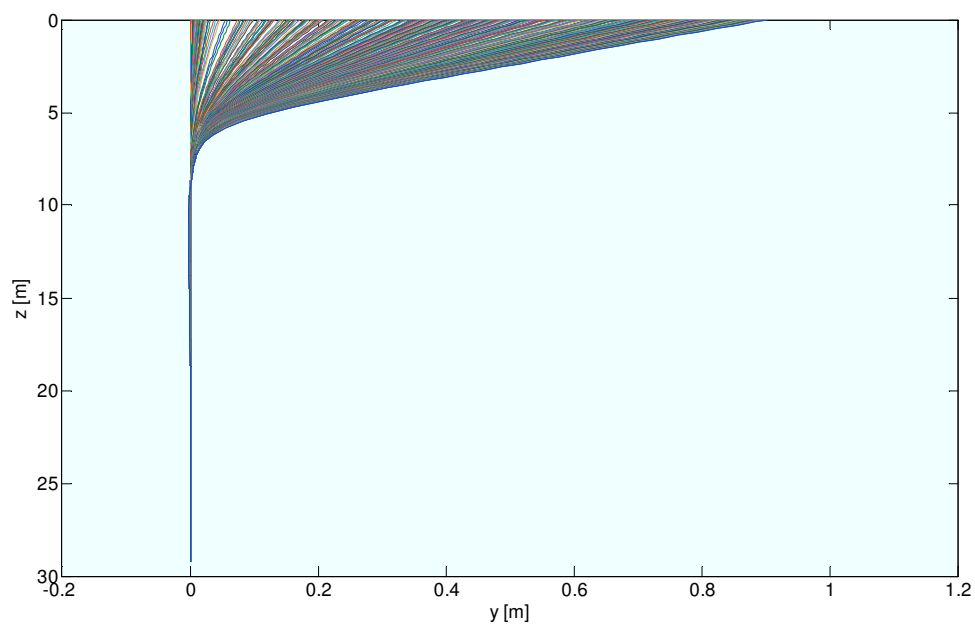


Figura 4.52 Codice di calcolo STHOP: profili di spostamento, palo non lineare.

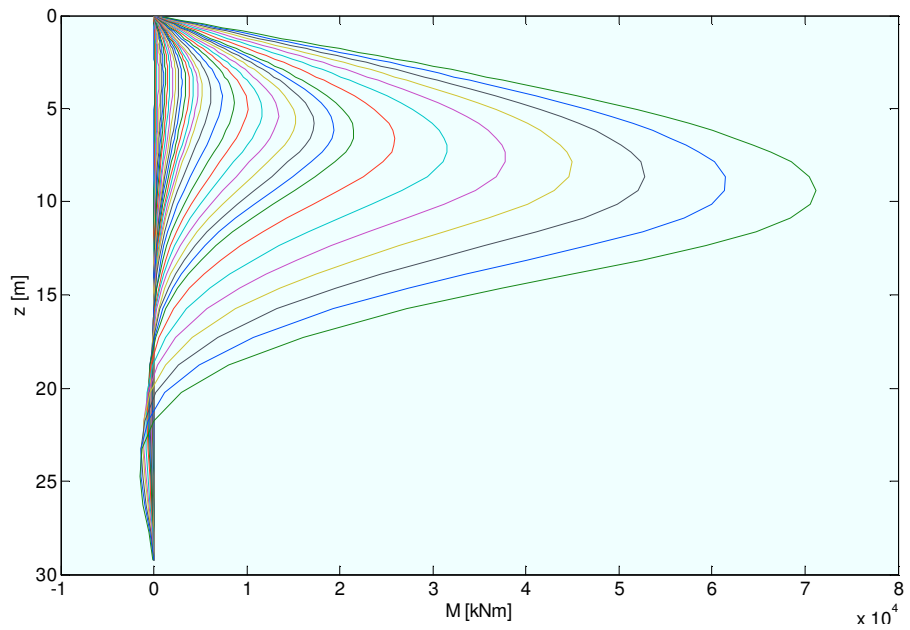


Figura 4.53 Codice di calcolo STHOP: profili di momento flettente, palo lineare.

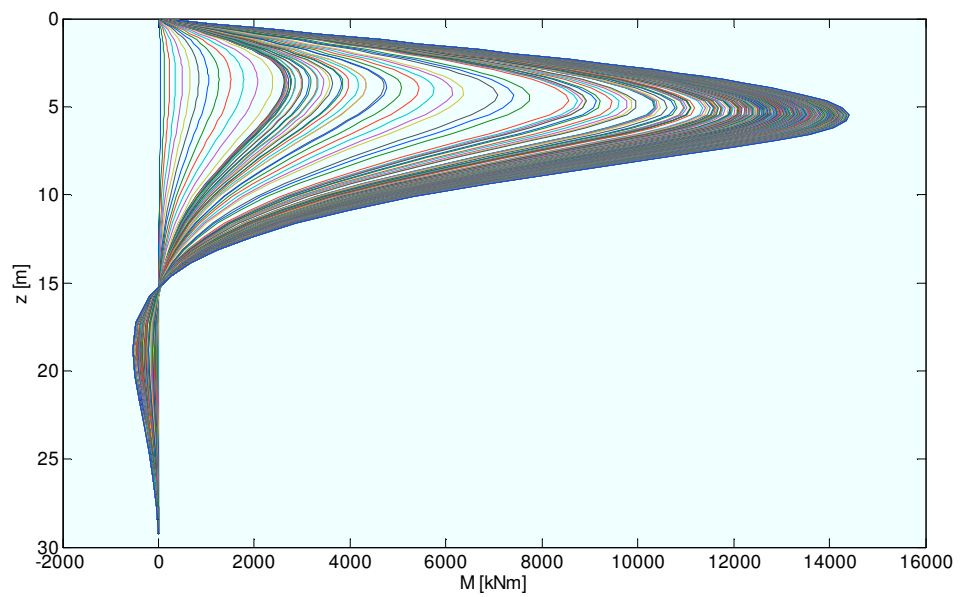


Figura 4.54 Codice di calcolo STHOP: profili di momento flettente, palo non lineare

Dal valore scelto per  $\varepsilon_{cu}$  dipende la curvatura ultima  $\Psi_u$  e il fattore di duttilità della sezione  $\mu = \Psi_u / \Psi_y$  definito come rapporto tra la curvatura ultima e la curvatura  $\Psi_y$  in corrispondenza del primo snervamento dell'acciaio.

Nelle analisi riportate il rapporto tra lo spostamento in testa del palo in condizioni ultime e in condizioni di primo snervamento dell'acciaio  $\mu \Delta = y(\Psi_y) / y(\Psi_u)$  assume valori molto elevati in conseguenza degli elevati valori di  $\mu$  (Capitolo 2; Priestley et Al.1981; Park et Al.1982).

Le analisi parametriche i cui risultati sono riportati nel seguito sono state condotte modellando il comportamento del palo mediante funzioni momento curvatura bilineari del tipo riportato in figura 4.55. Le analisi terminano, dunque, al raggiungimento di un livello di carico in corrispondenza del quale il massimo valore del momento flettente assume valore pari al momento di primo snervamento dell'acciaio  $M_y$ .

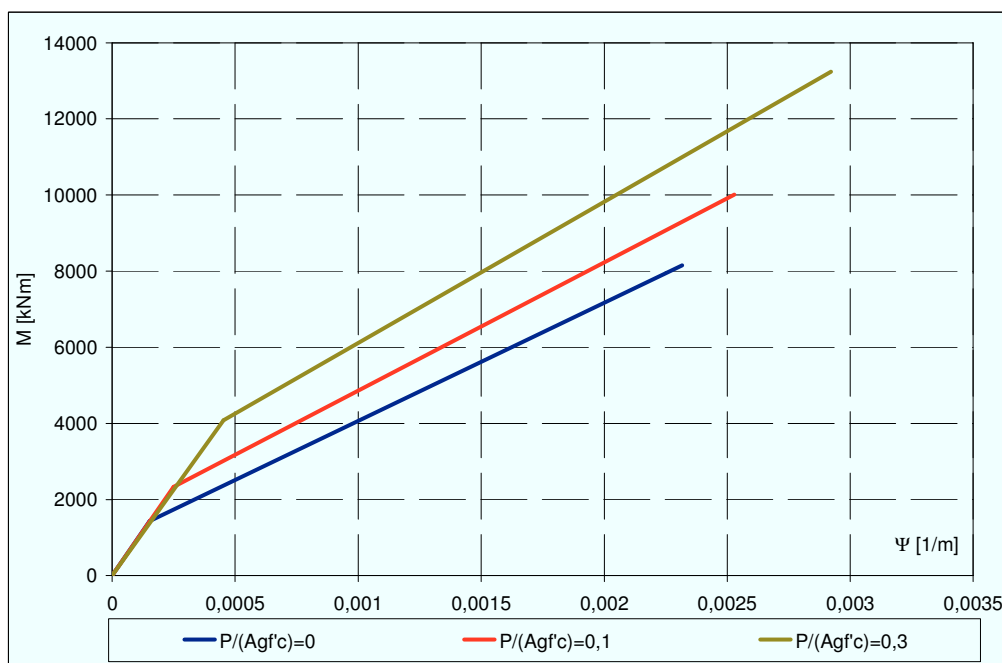


Figura 4.55 Funzioni momento curvatura impiegate nelle analisi parametriche



In figura 4.56 sono riportati i valori del rapporto  $(E_p I_p)_{2s}/(E_p I_p)_I$  tra la rigidezza flessionale *secante*  $(E_p I_p)_{2s}=M_y/\Psi_y$  e la rigidezza flessionale iniziale  $(E_p I_p)_I=M_f/\Psi_f$  ottenuti con un piccolo studio parametrico condotto con il codice di calcolo STHOP. Tali valori sono riportati in funzione della percentuale geometrica di armatura longitudinale  $\rho_l=A_{st}/A_g$  e del livello di sforzo normale  $P/f_c A_g$ . Per confronto sono riportati, nella stessa figura 4.56, i valori del rapporto  $I_e/I_g$  tra il momento di inerzia *effettivo*  $I_e$  della sezione nelle condizioni di primo snervamento e il momento di inerzia  $I_g$  della sezione integra così come desunti dagli abachi di Priestley et Al. (1996) riportati nel Capitolo 3.

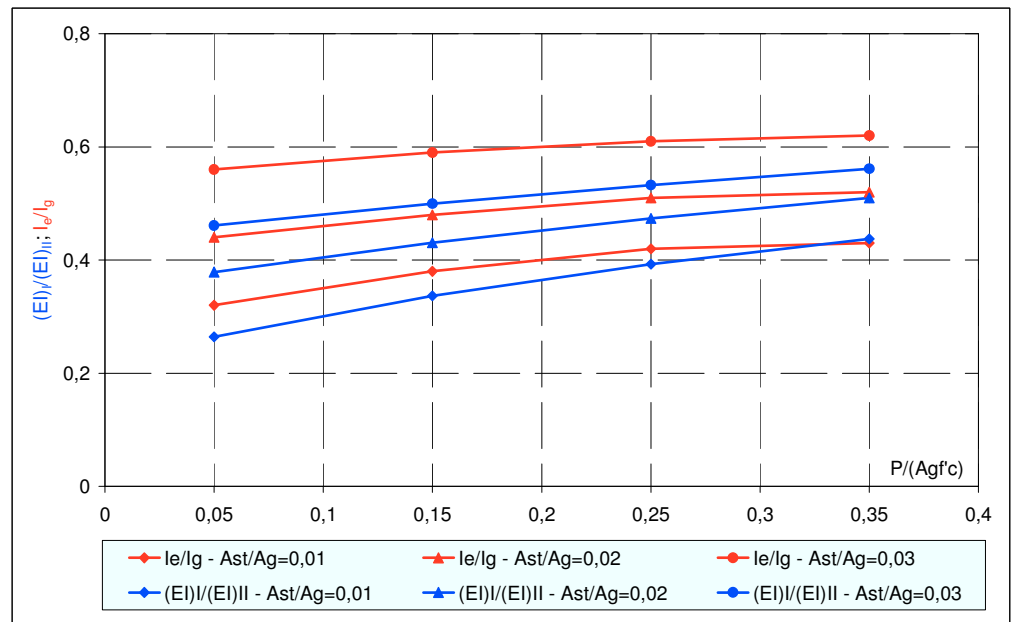


Figura 4.56 Valori del rapporto  $(E_p I_p)_{2s}/(E_p I_p)_I$ ;  $I_e/I_g$

L'impiego di una funzione momento-curvatura bilineare del tipo riportato in figura 4.55 prevede la definizione di una rigidezza flessionale tangente  $(E_p I_p)_{2t}=(M_y-M_f)/(\Psi_y-\Psi_f)$ ; essa assume valori minori della rigidezza flessionale *secante*  $(E_p I_p)_{2s}$  riportata in figura 4.56.

Nelle analisi sono stati considerati valori di  $\rho_l=A_{st}/A_g$  pari a 0,1 - 0,2 - 0,3 e valori di  $P/f_c A_g$  pari a 0,1 - 0,2 - 0,3. La snellezza del palo  $L/D$  è pari a 20.

---

Riguardo alla modellazione adottata per il terreno sono state formulate le seguenti ipotesi alla base dello studio:

- In terreni coesivi (argille dure o argille tenere) è stato adottato un valore di rigidezza iniziale  $K_0=500$  e un profilo di pressione limite  $p_u(z)$  definito secondo le modalità descritte nel precedente paragrafo 4.2.3:

$$p_u = N_c c_u \quad (4.43)$$

in cui  $c_u$  è la coesione non drenata del terreno e  $N_c$  è un coefficiente che varia linearmente da 2 al piano campagna a 9 alla profondità di  $3D$ , assumendo valore costante pari a 9 per profondità maggiori. Al fine di evidenziare l'effetto di una variazione del profilo di pressione limite sulla risposta del complesso palo-terreno sono state considerati due distinti valori di coesione non drenata  $c_u$  pari a 50 kPa e 150 kPa.

- In terreni incoerenti, allo stesso modo, il profilo di pressione limite adottato è stato definito secondo le modalità descritte nel precedente paragrafo 4.2.3 (Barton, 1982):

$$p_u = K_p^2 \gamma z \quad (4.44)$$

in cui  $\gamma$  è peso dell'unità di volume del terreno,  $z$  è la quota di riferimento e  $K_p$  è il coefficiente di spinta passiva alla Rankine del terreno, dipendente dall'angolo d'attrito  $\phi$  fissato pari a  $30^\circ$  ( $K_p=(1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$ ). Diversamente dal caso dei terreni coesivi sono stati considerati due distinti valori di rigidezza iniziale  $K_0$  assunti pari a 500 e 1500 al fine di osservare l'effetto prodotto dalla variazione di tale parametro sui risultati delle analisi.

Coerentemente con la modellazione adottata nel precedente paragrafo il modulo di Young, che definisce le proprietà di deformabilità del semispazio, viene assunto costante con la profondità in entrambi i casi considerati di terreni coesivi (argille dure o argille tenere) e terreni incoerenti.

---

I risultati ottenuti con le analisi che considerano la non linearità del palo sono riportati, per confronto, insieme con i risultati ottenuti con analisi non lineari che considerano invece il palo come un elemento lineare. Detti risultati, per palo libero e impedito di ruotare, sono espressi in termini di *fattori adimensionali* di incremento (paragrafo 4.1.2): spostamento, rotazione e momento flettente massimo ottenuti con l'analisi non lineare sono posti in rapporto con i valori di spostamento, rotazione e momento flettente massimo ottenuti con l'analisi elastica, al crescere del livello di carico agente.

Nelle figure che vanno dalla 4.57 alla 4.68 sono riportati, per pali liberi di ruotare in testa immersi in terreni coesivi, i *fattori adimensionali* di incremento  $I_{yY}$ ,  $I_{\theta Y}$ ,  $I_{MY}$  e  $I_{zMY}$  relativi rispettivamente agli spostamenti in testa  $y$ , alle rotazioni in testa  $\theta$ , ai momenti flettenti massimi  $M$  e alla profondità di momento massimo  $z_M$ . Nelle figure che vanno dalla 4.75 alla 4.86 sono riportati i medesimi fattori adimensionali in riferimento ad un palo libero di ruotare in testa immerso in un terreno incoerente.

Analogamente, per pali impediti di ruotare in testa, si riportano i *fattori adimensionali* di incremento  $I_{yY}^F$  e  $I_{MY}^F$  relativi rispettivamente agli spostamenti in testa  $y$  e ai momenti flettenti massimi  $M$  in corrispondenza del vincolo. Nelle figure 4.69 e 4.74 si riportano i risultati ottenuti in terreni coesivi; nelle figure 4.87 e 4.92 i risultati ottenuti in terreni incoerenti.

In ascissa, il carico agente è adimensionalizzato, oltre che in ragione del diametro del palo, rispetto al valore di riferimento della coesione non drenata  $c_u$  nel primo caso, rispetto al coefficiente di spinta passiva mediante il fattore  $K_p^2$  e al peso dell'unità di volume  $\gamma$  nel secondo.

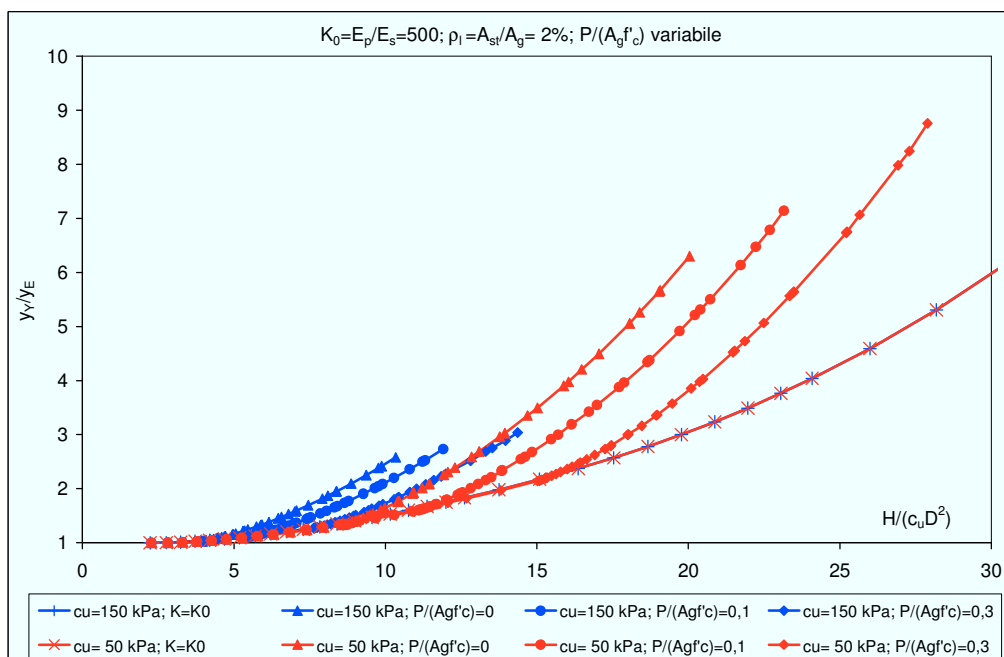


Figura 4.57. Fattore adimensionale di incremento  $I_{YY}$ , terreni coesivi.

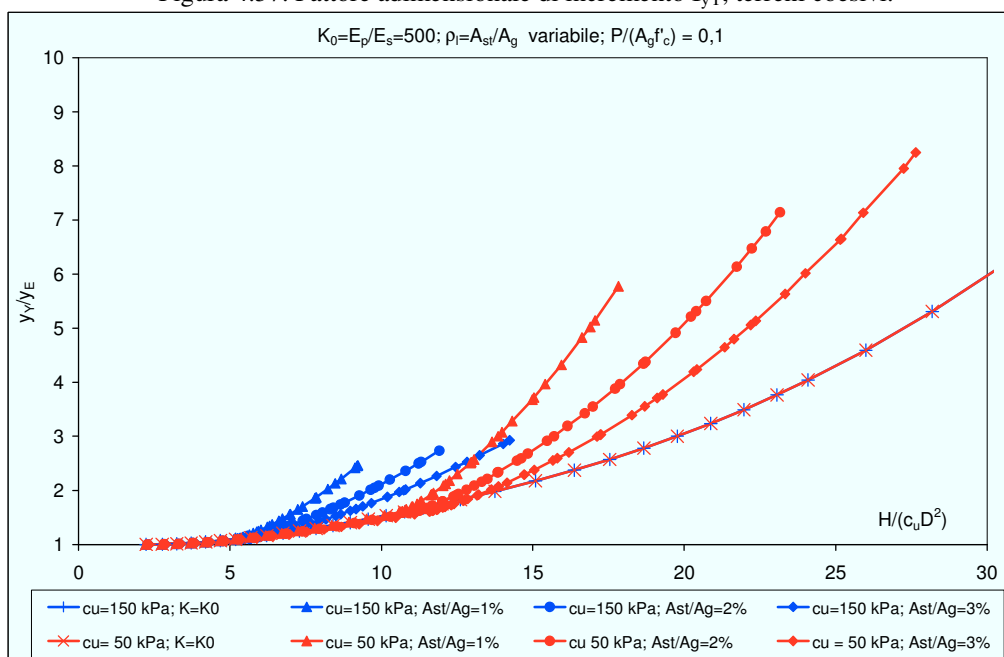


Figura 4.58. Fattore adimensionale di incremento  $I_{YY}$ , terreni coesivi.

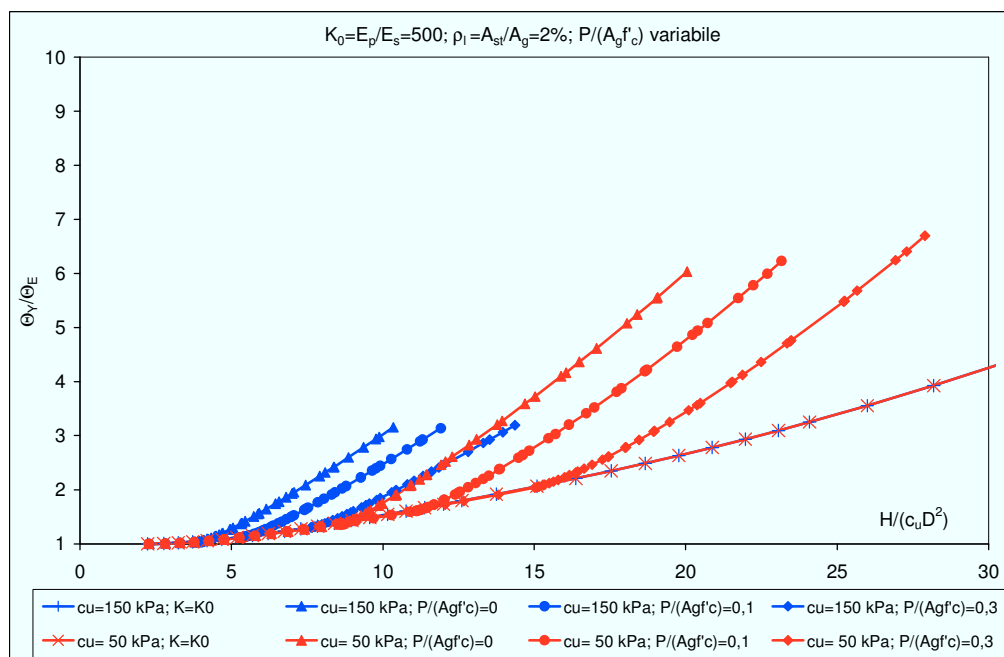


Figura 4.59. Fattore adimensionale di incremento  $I_{\Theta Y}$ , terreni coesivi.

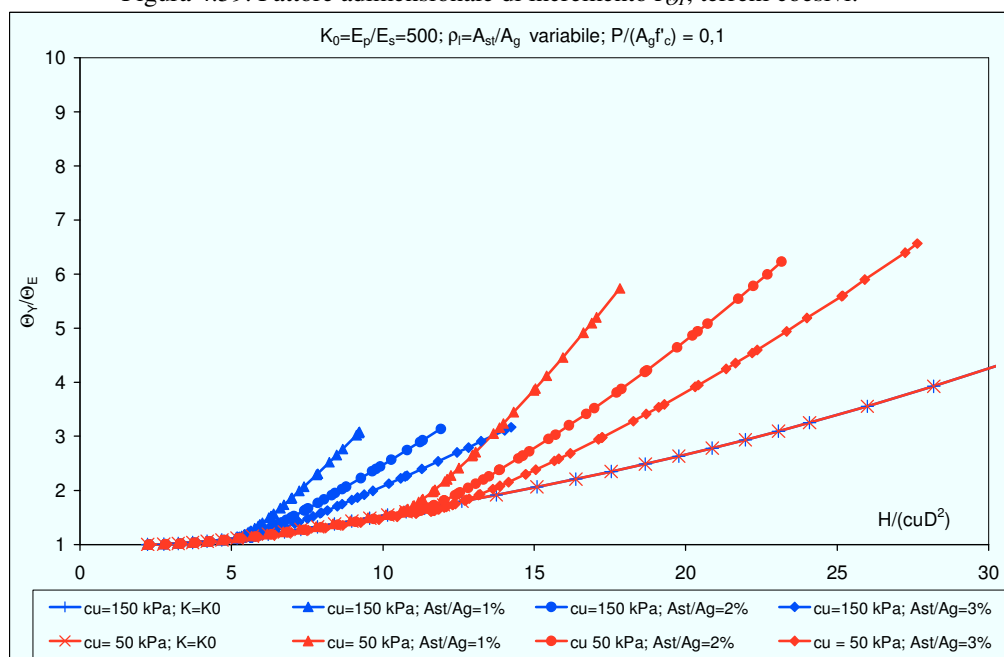


Figura 4.60. Fattore adimensionale di incremento  $I_{\Theta Y}$ , terreni coesivi.

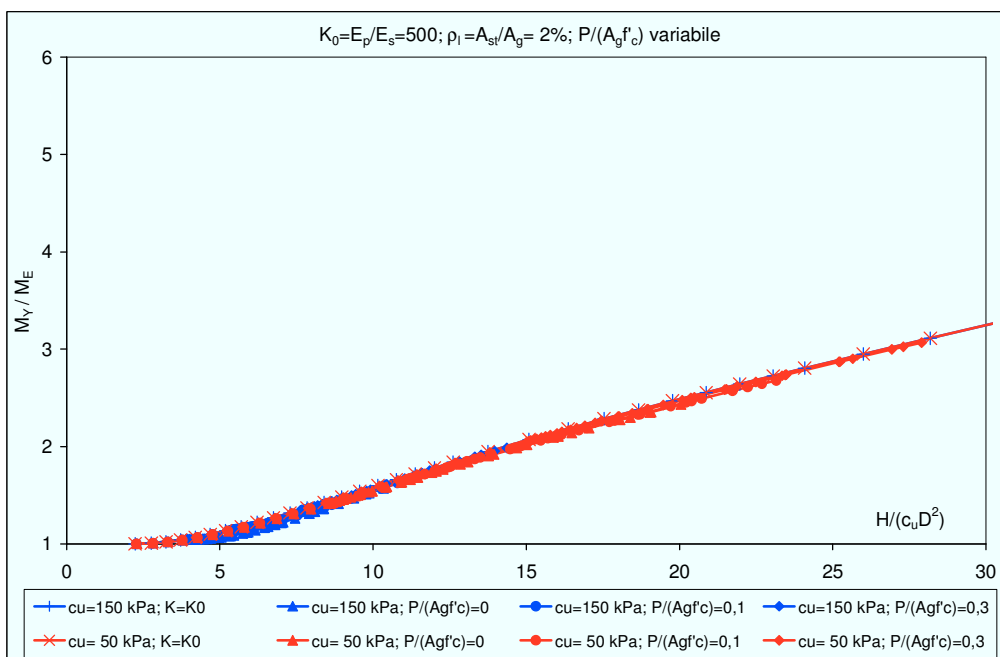


Figura 4.61. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}$ , terreni coesivi.

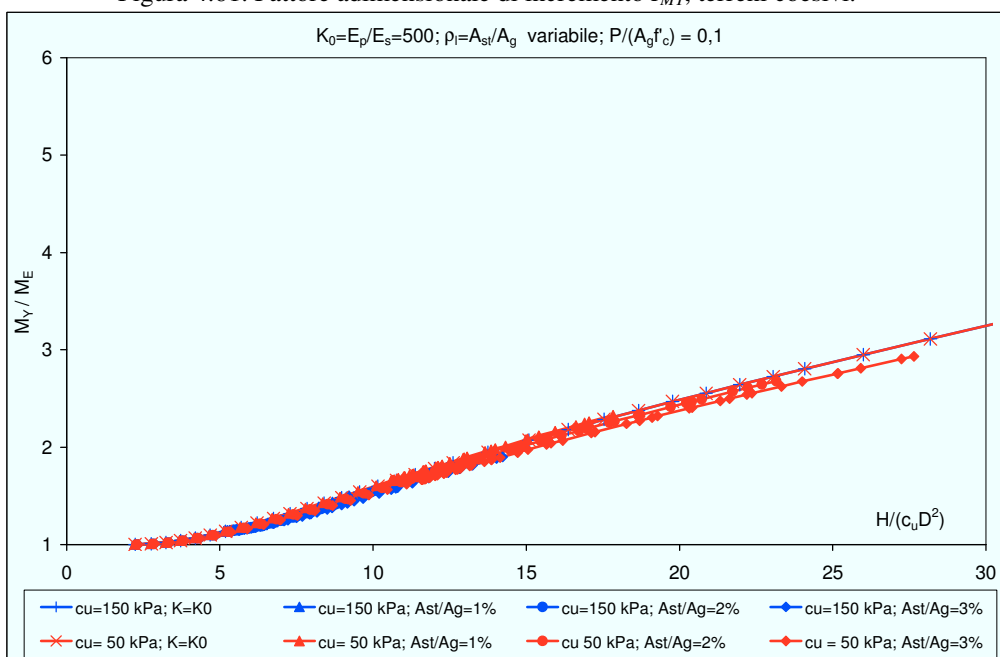


Figura 4.62. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}$ , terreni coesivi.

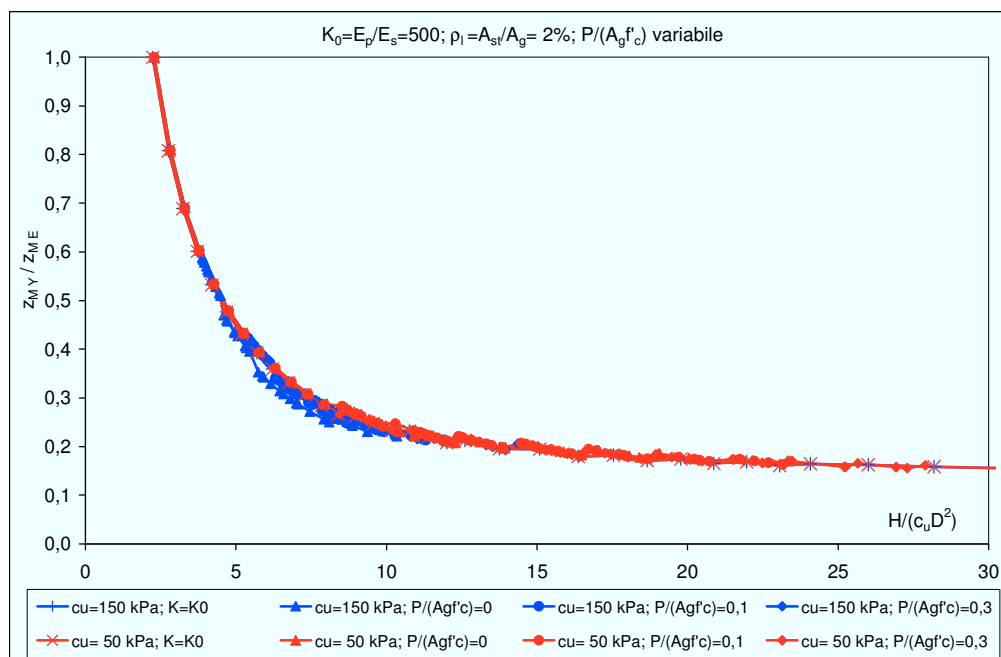


Figura 4.63. Fattore adimensionale di incremento  $I_{zMY}$ , terreni coesivi.

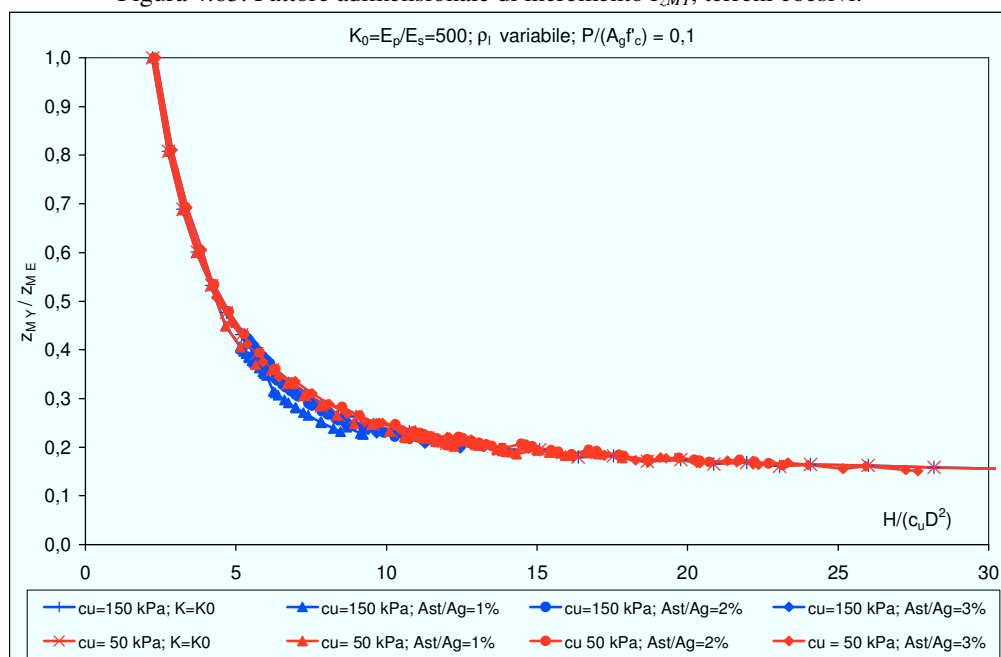


Figura 4.64. Fattore adimensionale di incremento  $I_{zMY}$ , terreni coesivi.

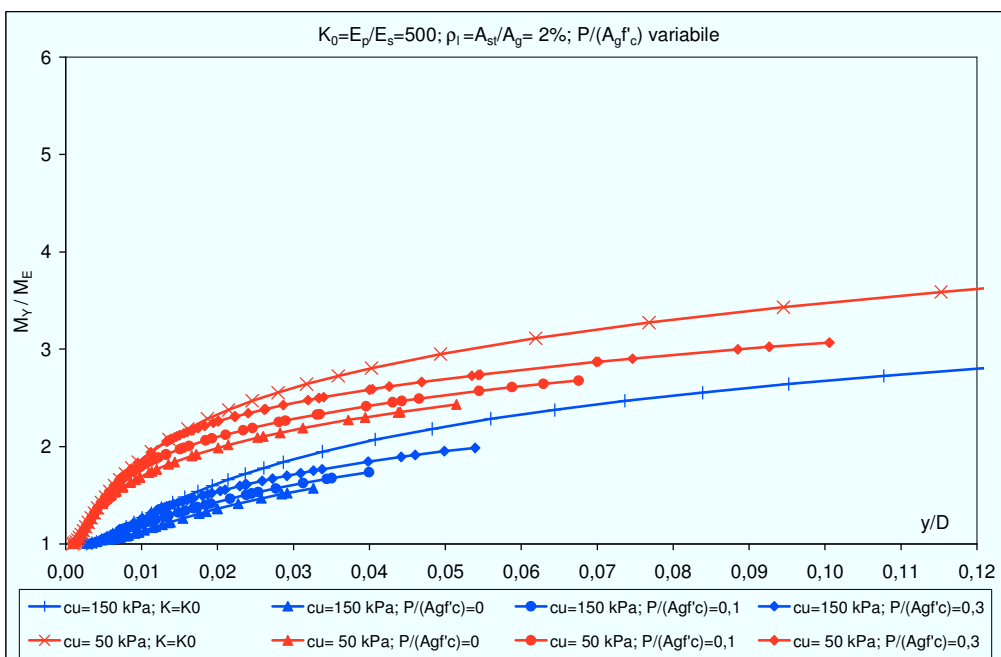


Figura 4.65. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}$ , terreni coesivi.

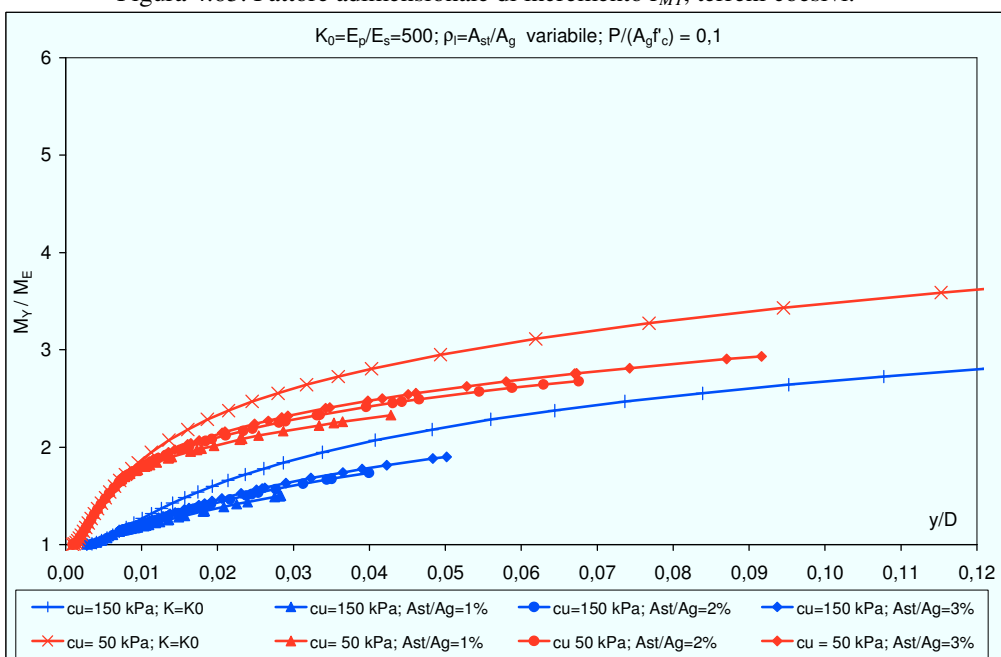


Figura 4.66. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}$ , terreni coesivi.



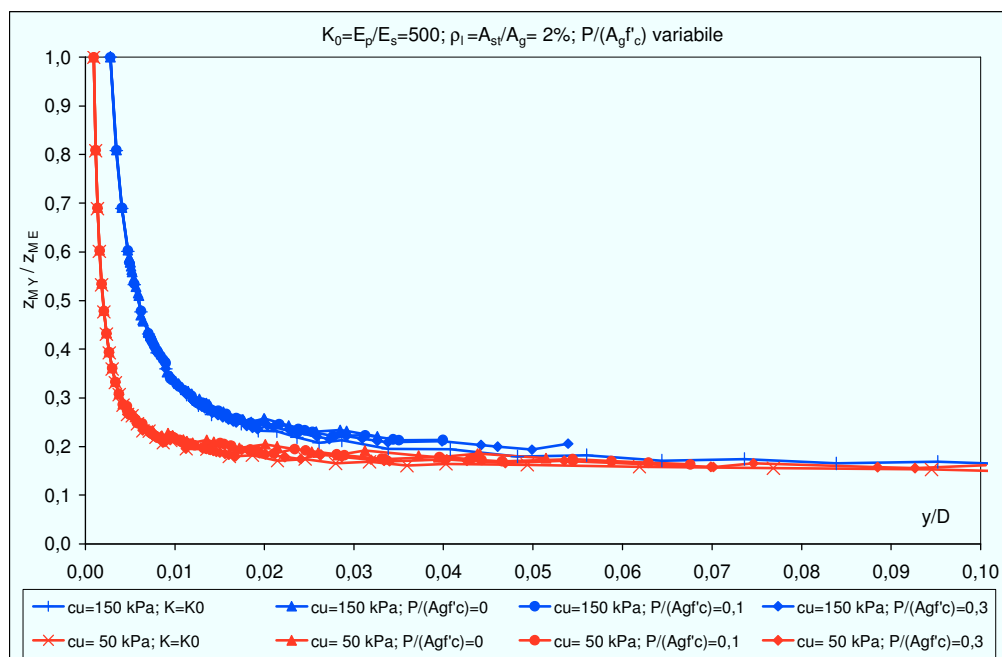


Figura 4.67. Fattore adimensionale di incremento  $I_{zMY}$ , terreni coesivi.

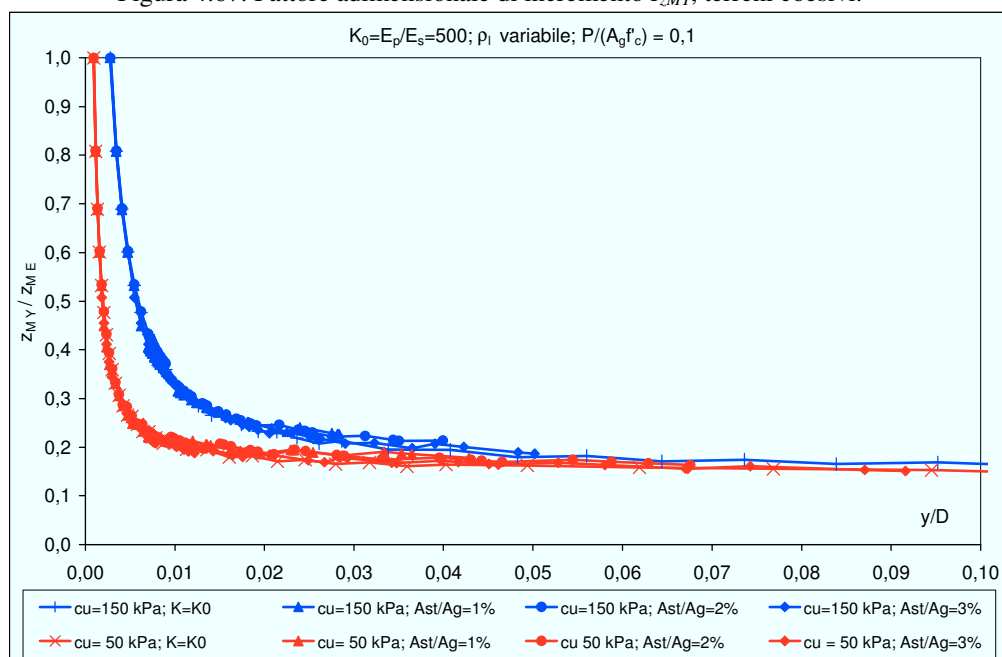


Figura 4.68. Fattore adimensionale di incremento  $I_{zMY}$ , terreni coesivi.

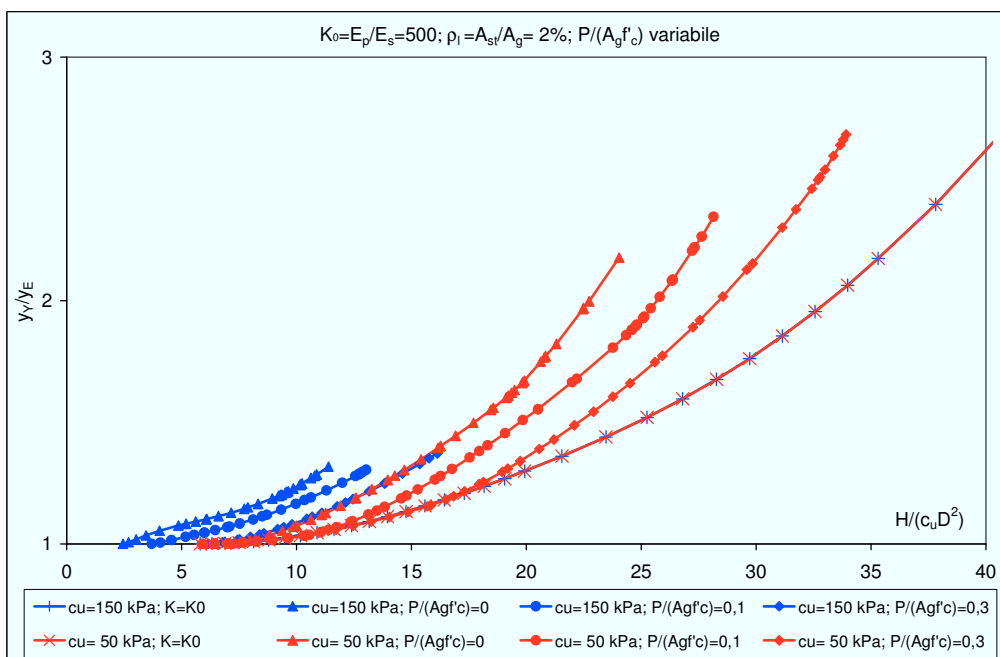


Figura 4.69. Fattore adimensionale di incremento  $I_{yY}^F$ , terreni coesivi

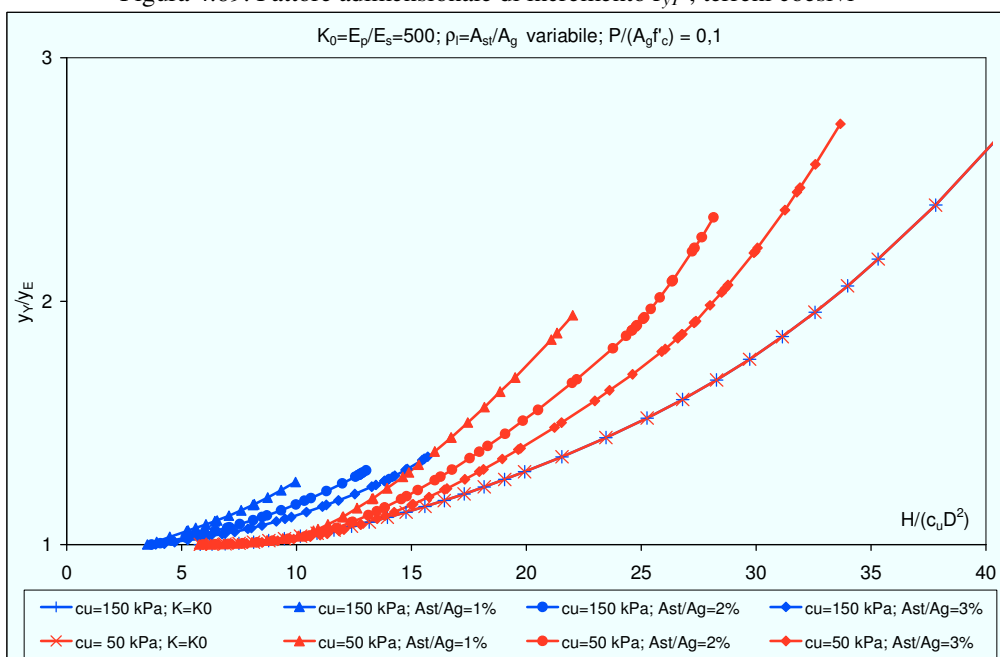


Figura 4.70. Fattore adimensionale di incremento  $I_{yY}^F$ , terreni coesivi

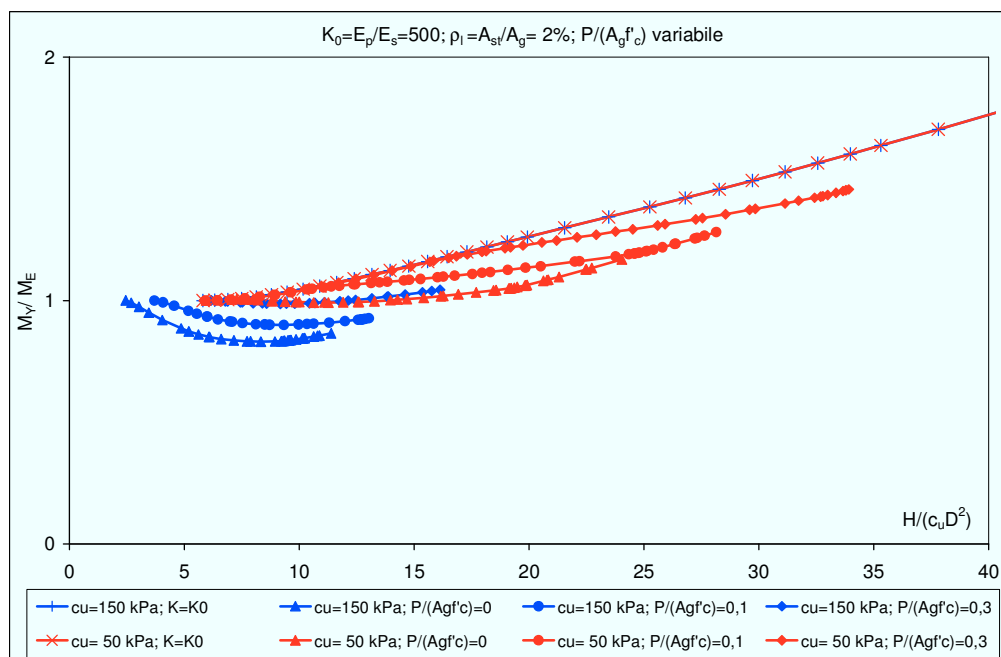


Figura 4.71. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}^F$ , terreni coesivi.

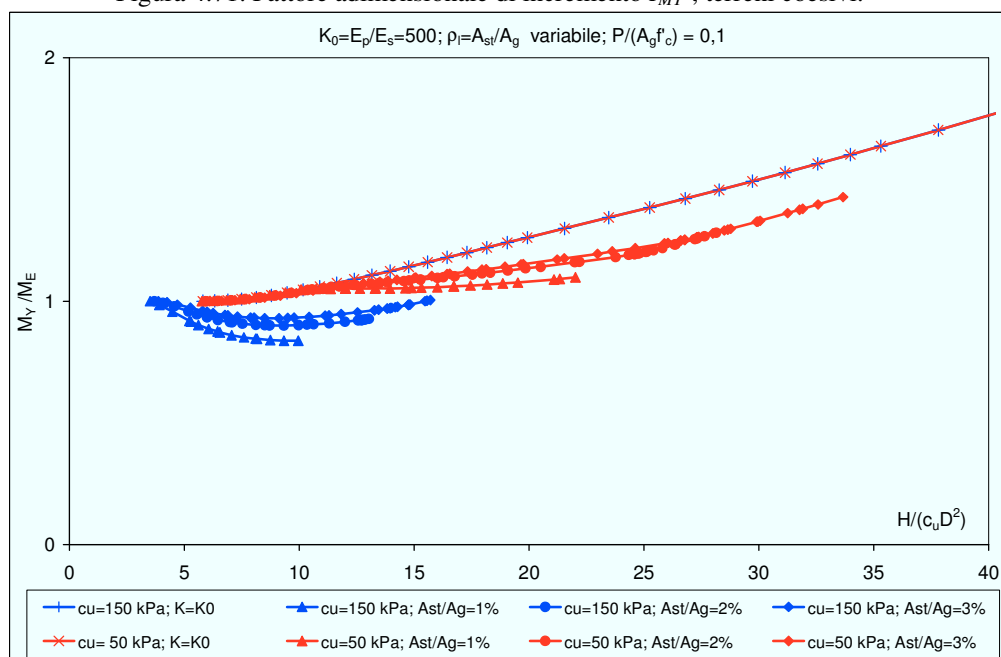


Figura 4.72. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}^F$ , terreni coesivi.

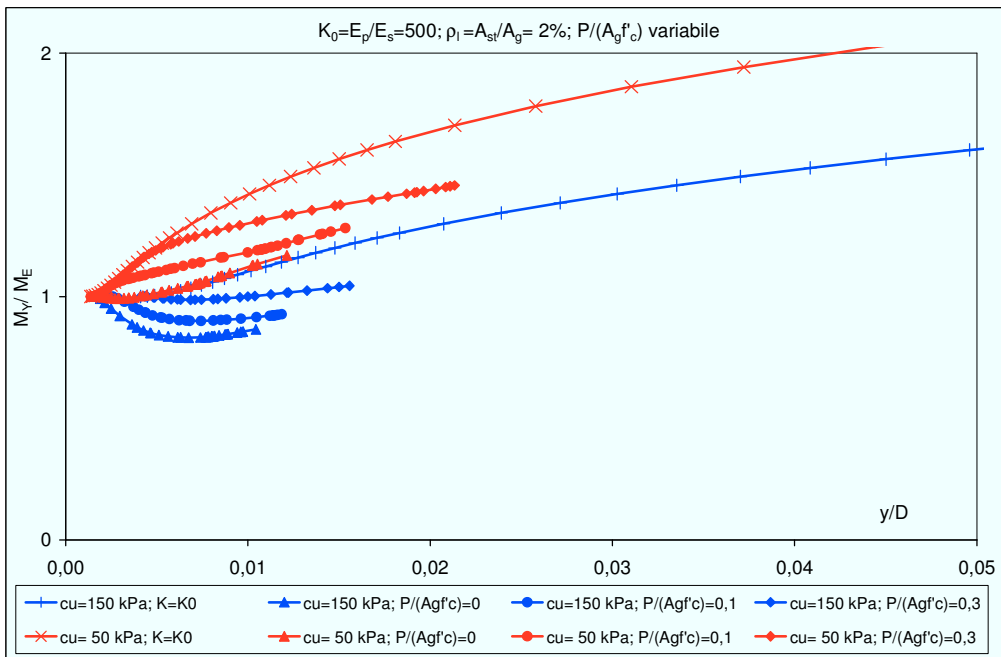


Figura 4.73. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}^F$ , terreni coesivi.

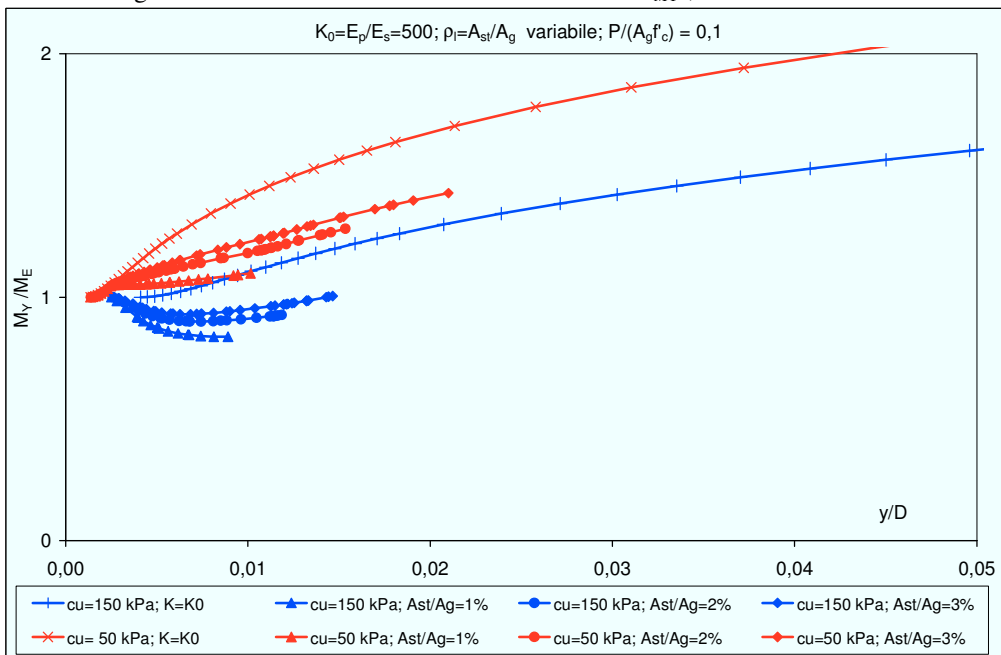


Figura 4.74. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}^F$ , terreni coesivi.

---

Dai grafici riportati scaturiscono le seguenti considerazioni:

- i *fattori adimensionali* assumono valori più elevati in corrispondenza di rigidezze relative iniziali  $K_0$  piccole, dunque per pali più flessibili, una riduzione della rigidezza relativa iniziale  $K_0$  all'aumentare del livello di carico incrementa, coerentemente, i valori di spostamento e rotazione determinabili con un'analisi in cui il palo è ritenuto un elemento lineare; l'allontanamento dai valori ottenuti con le analisi in cui  $K=K_0$  diviene più evidente al crescere del livello di carico. I fattori di incremento dipendono dai raggruppamenti adimensionali  $\rho_l=A_{st}/A_g$  e  $P/A_g f_c$ : essi crescono al diminuire dello sforzo normale e della percentuale geometrica di armatura longitudinale; all'aumentare del livello di sforzo normale la fase elastica del palo si conserva fino a livelli di carico maggiore in conseguenza dell'aumento del momento di fessurazione;
- il momento flettente massimo e la profondità alla quale esso si rinviene risultano indipendenti dalla variazione di rigidezza relativa rispetto al valore iniziale  $K_0$  se si considera quale variabile indipendente il livello di carico; al contrario se si considera quale variabile indipendente il livello di spostamento si osserva, come è lecito attendersi, che nei pali meno rigidi nascano minori momenti flettenti.
- Una variazione del profilo di pressione limite comporta una variazione nella risposta. Per valori di  $c_u$  bassi la risposta risulta più sensibile alla variazione di rigidezza relativa: i *fattori di incremento* aumentano maggiormente per valori di  $c_u$  bassi.
- i *fattori di incremento* assumono valori considerevolmente minori nel caso di pali impediti di ruotare in testa rispetto al caso di pali liberi: gli effetti dello scorrimento relativo palo – terreno sono meno pronunciati;
- la curva carico momento massimo nei pali impediti di ruotare rispetto a quelli liberi; presenta una dipendenza dalla variazione di rigidezza relativa.

Analoghe conclusioni sono desumibili dai risultati relativi ai terreni incoerenti. E' rilevante sottolineare, in tal caso, come per valori di  $K_0$  più elevati la risposta risulti più sensibile alla variazione di rigidezza relativa: i *fattori di incremento* aumentano maggiormente per valori di  $K_0$  elevati.

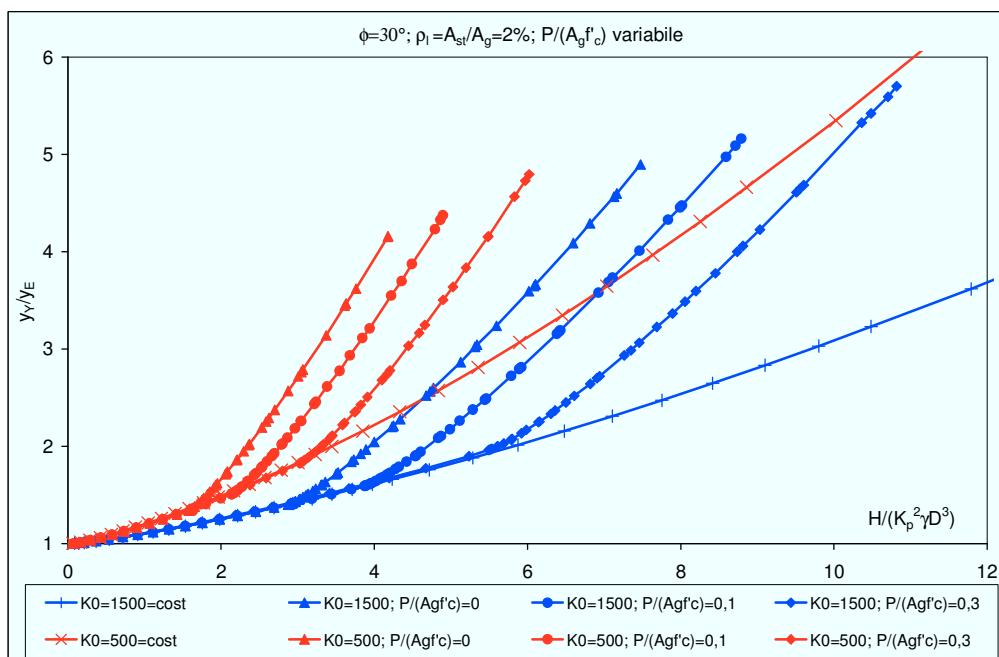


Figura 4.75. Fattore adimensionale di incremento  $I_{Y,Y}$ , terreni incoerenti

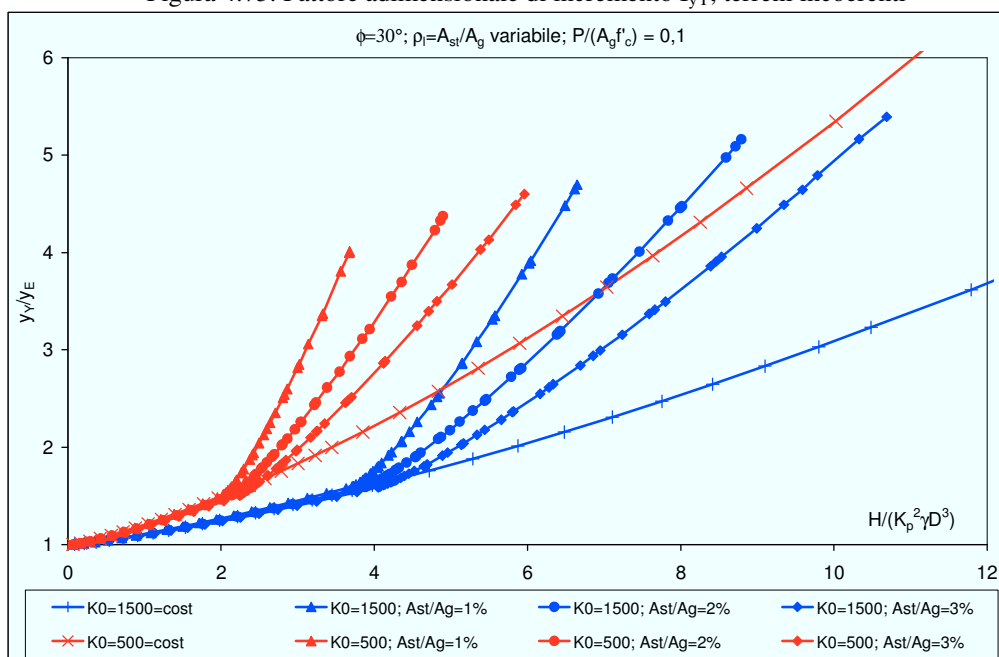


Figura 4.76. Fattore adimensionale di incremento  $I_{Y,Y}$ , terreni incoerenti

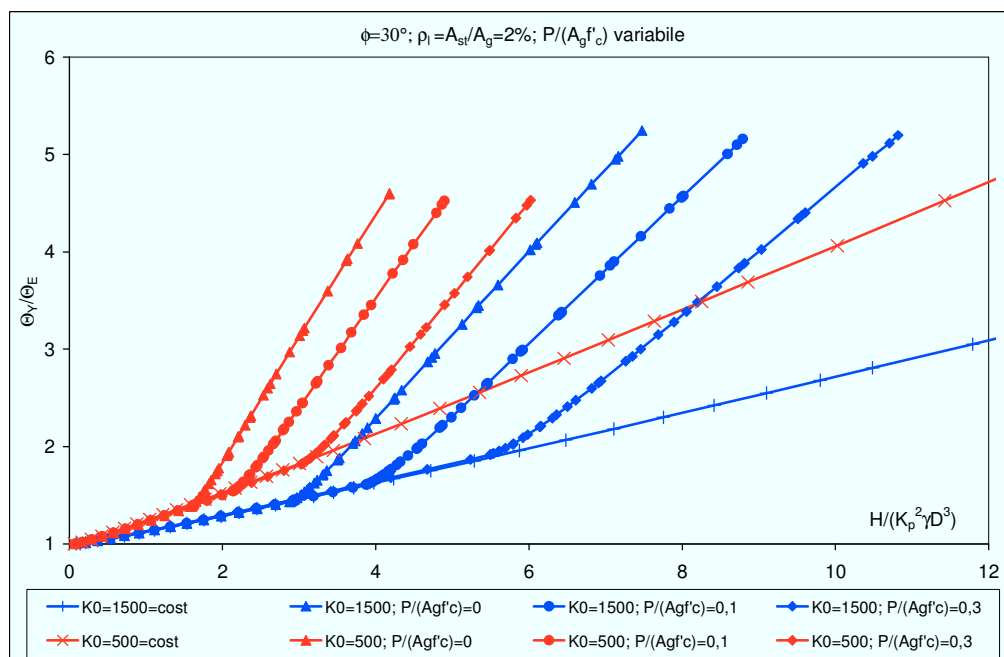


Figura 4.77. Fattore adimensionale di incremento  $I_{\Theta Y}$ , terreni incoerenti

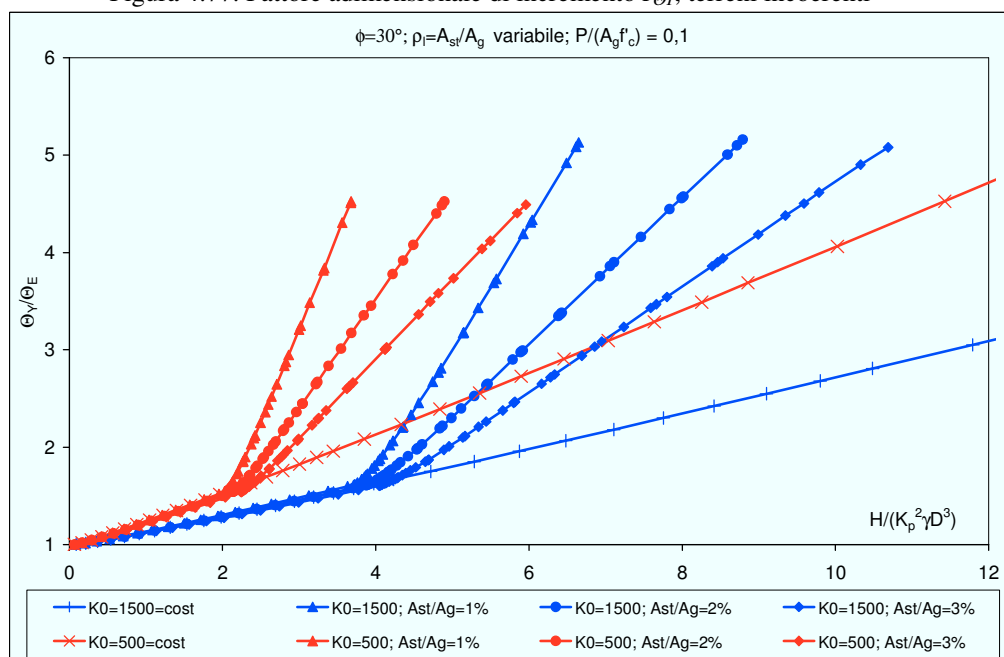


Figura 4.78. Fattore adimensionale di incremento  $I_{\Theta Y}$ , terreni incoerenti

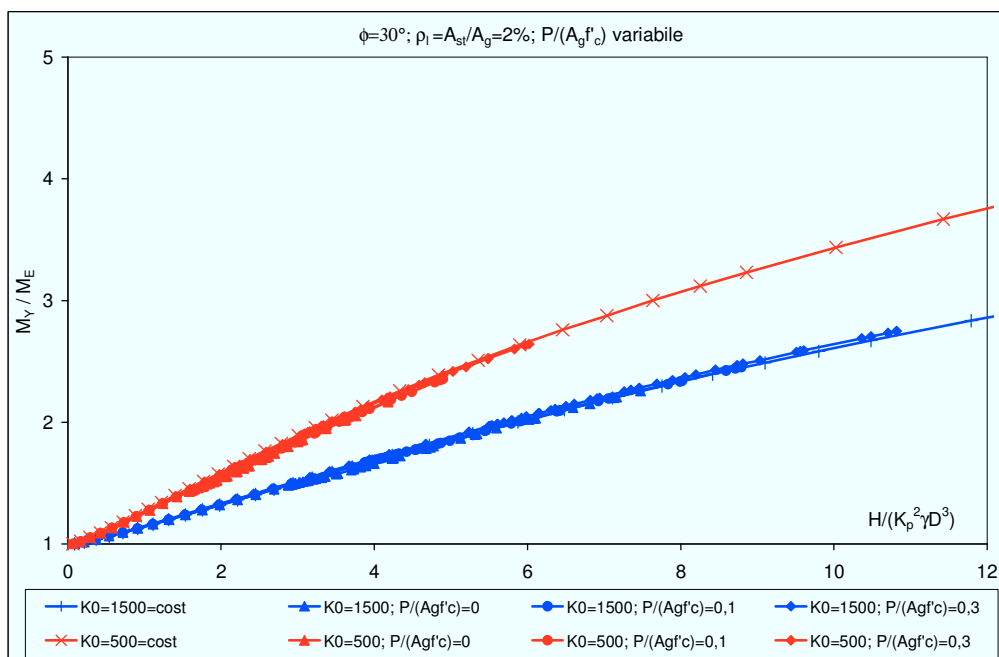


Figura 4.79. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}$ , terreni incoerenti

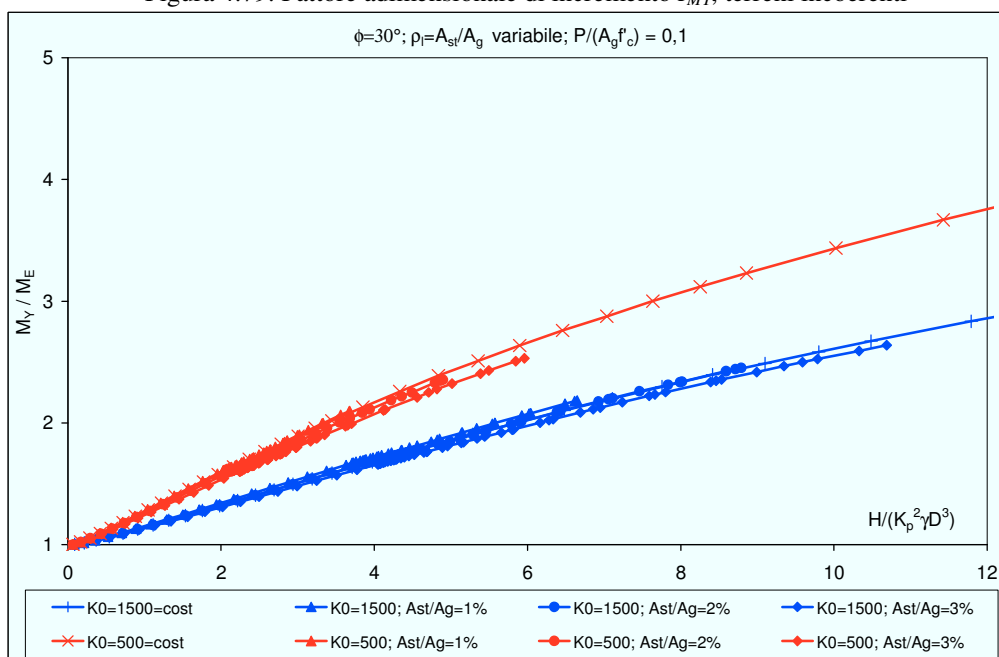


Figura 4.80. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}$ , terreni incoerenti



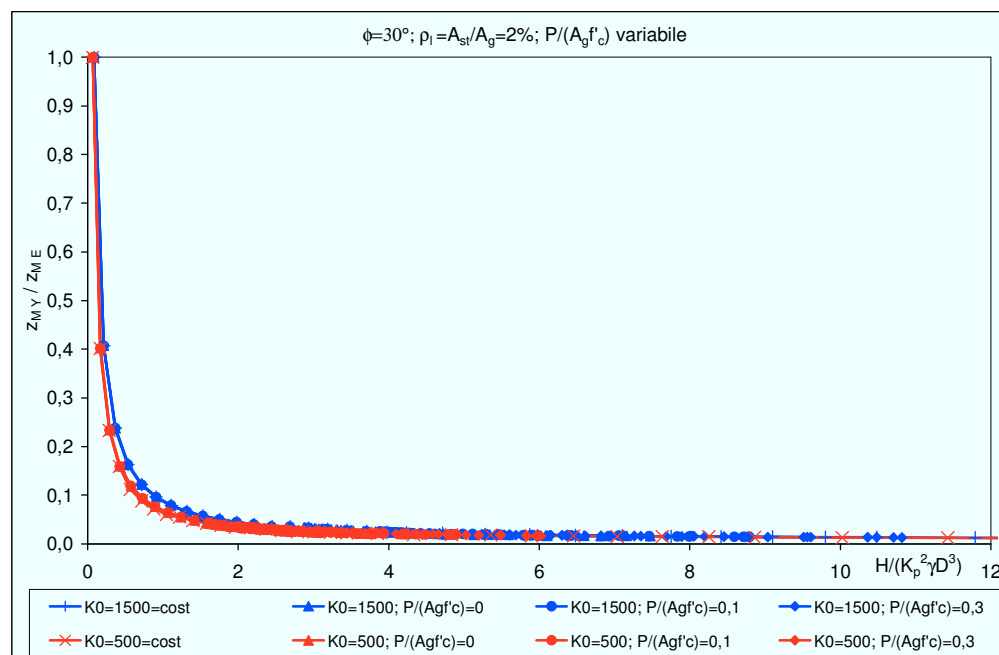


Figura 4.81. Fattore adimensionale di incremento  $I_{zMY}$ , terreni incoerenti

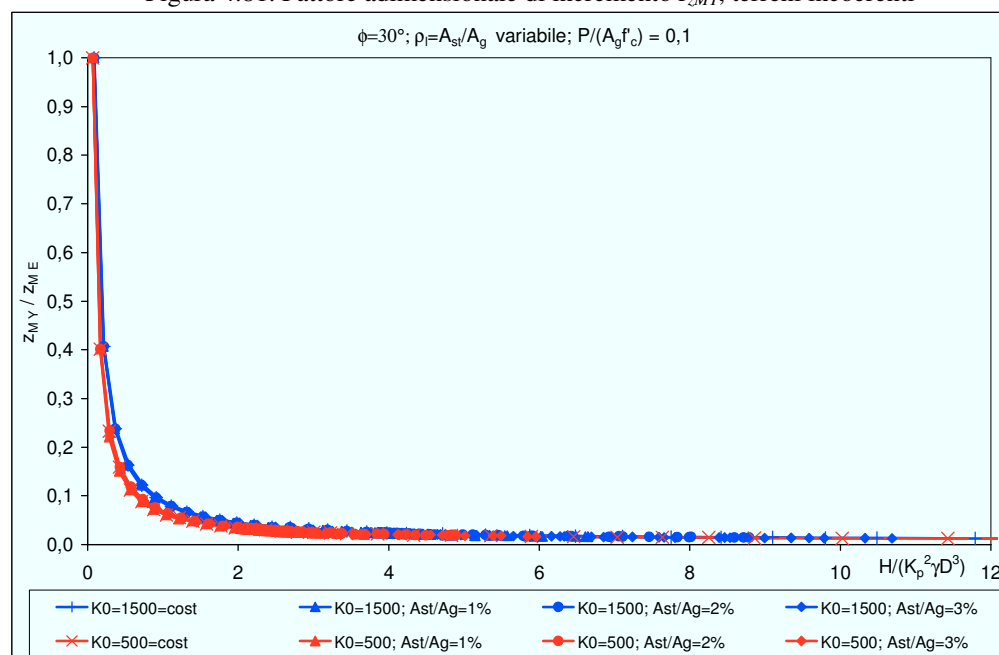


Figura 4.82. Fattore adimensionale di incremento  $I_{zMY}$ , terreni incoerenti

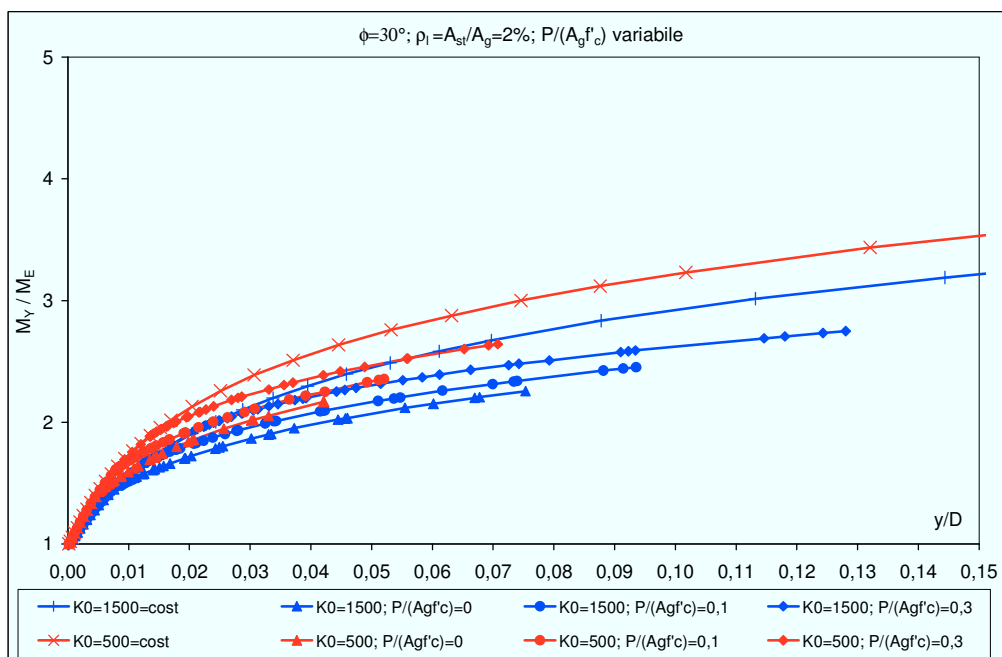


Figura 4.83. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}$ , terreni incoerenti

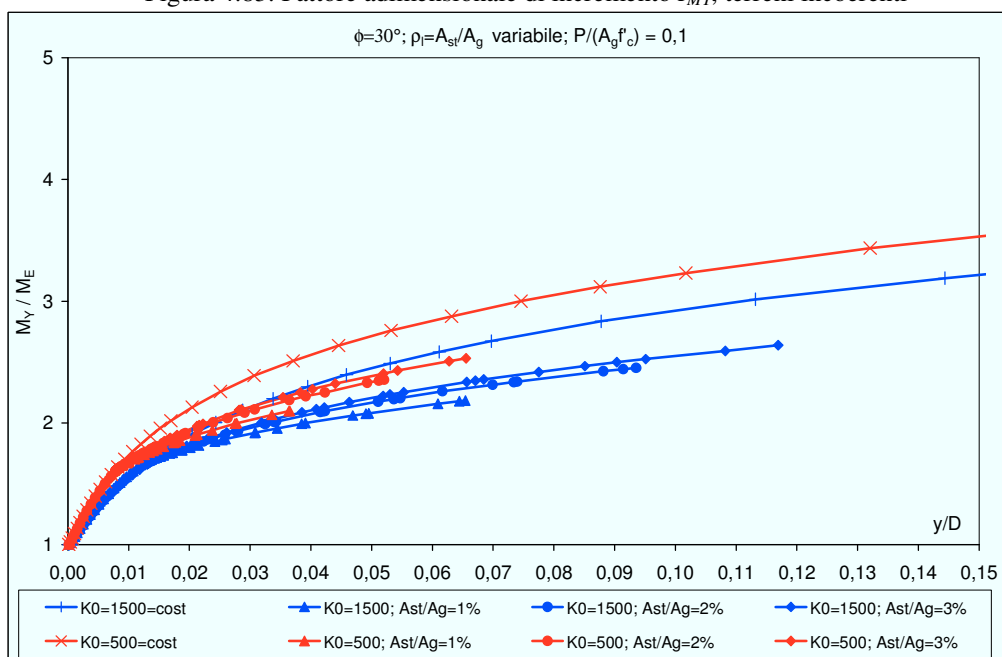


Figura 4.84. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}$ , terreni incoerenti

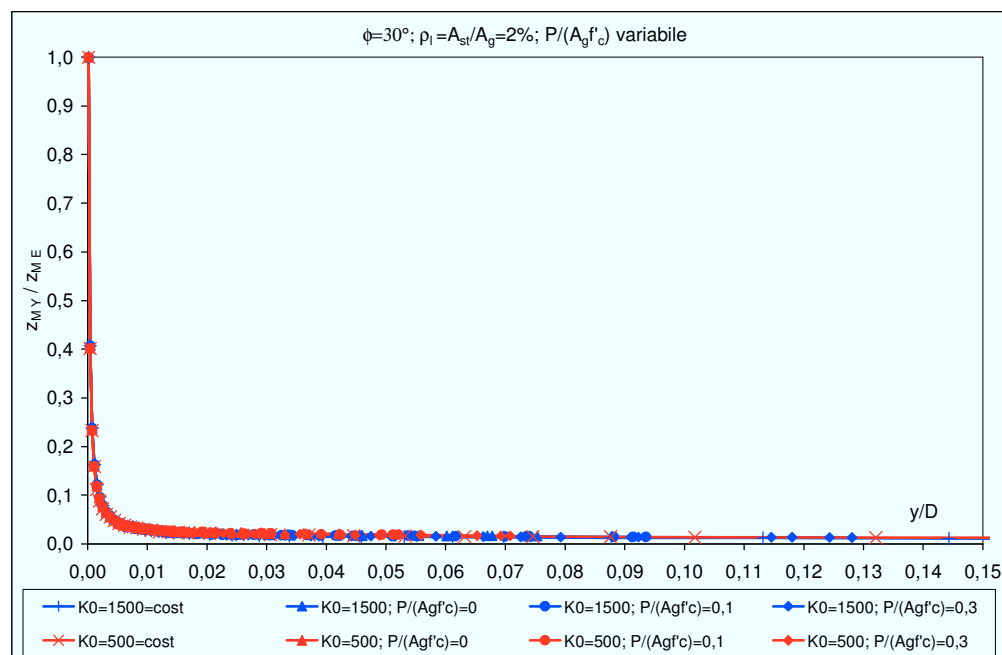


Figura 4.85. Fattore adimensionale di incremento  $I_{zMY}$ , terreni incoerenti

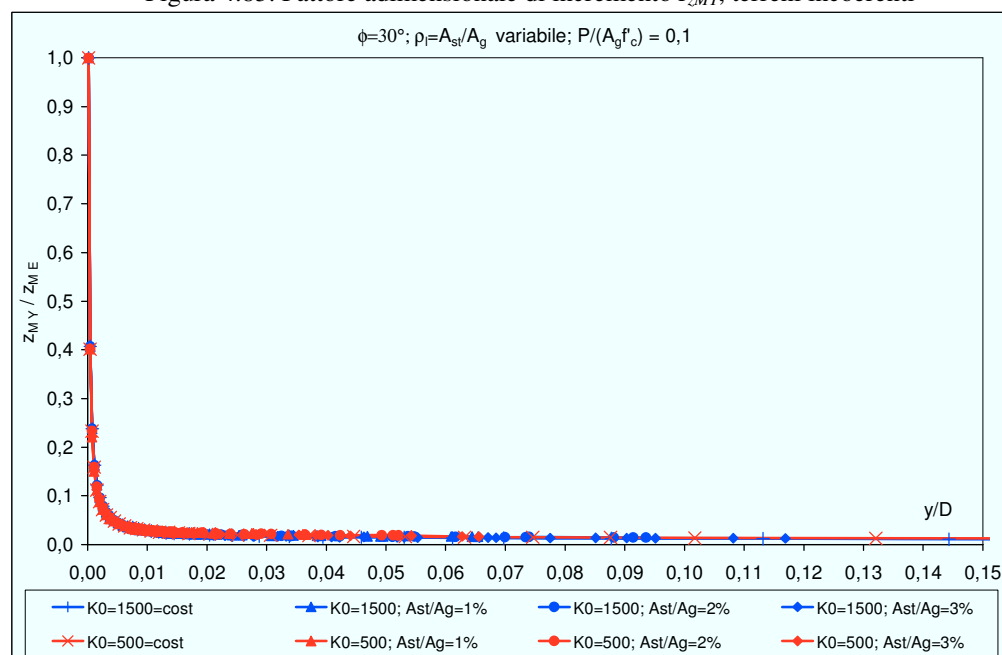


Figura 4.86. Fattore adimensionale di incremento  $I_{zMY}$ , terreni incoerenti

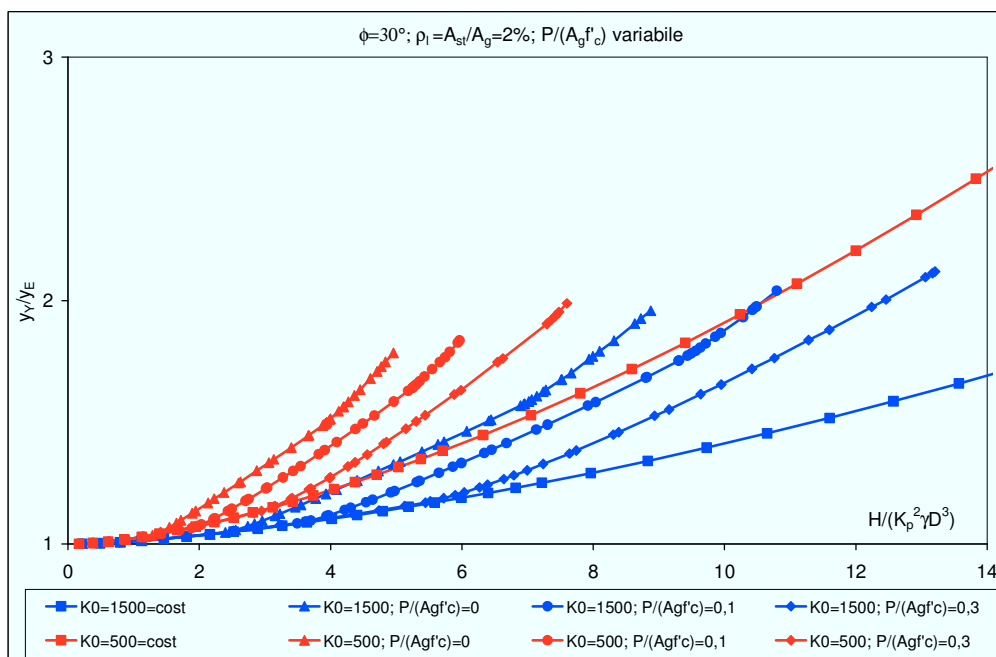


Figura 4.87. Fattore adimensionale di incremento  $I_{yY}^F$ , terreni incoerenti

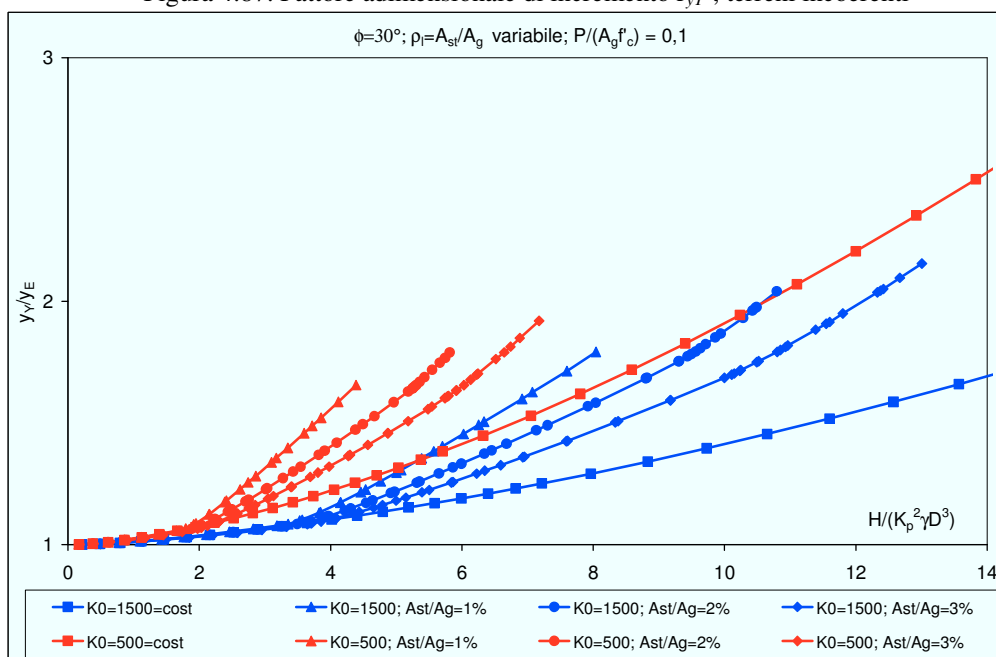


Figura 4.88. Fattore adimensionale di incremento  $I_{yY}^F$ , terreni incoerenti

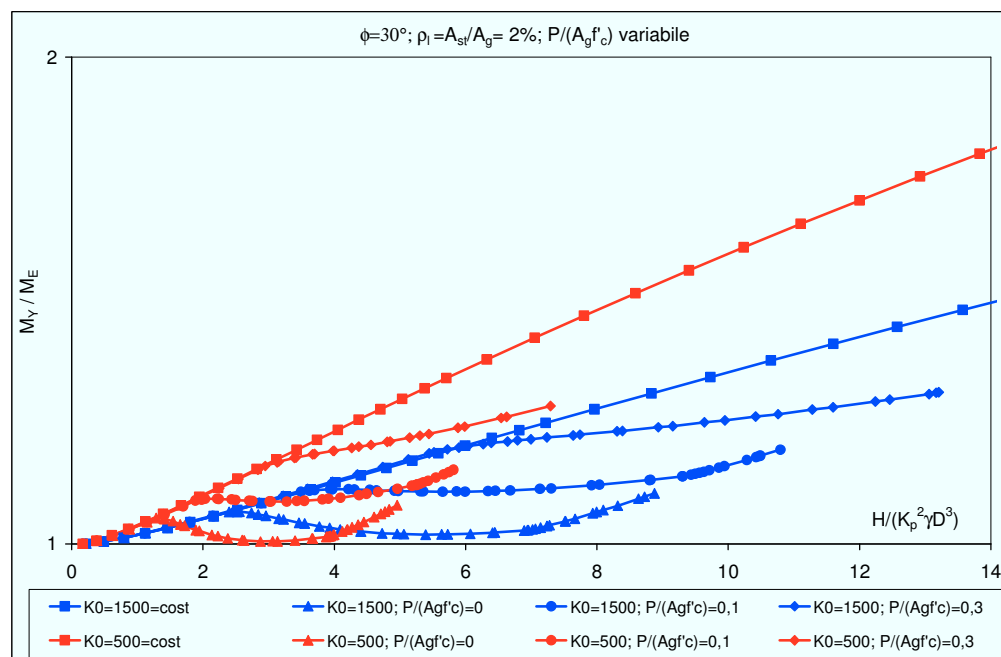


Figura 4.89. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}^F$ , terreni incoerenti

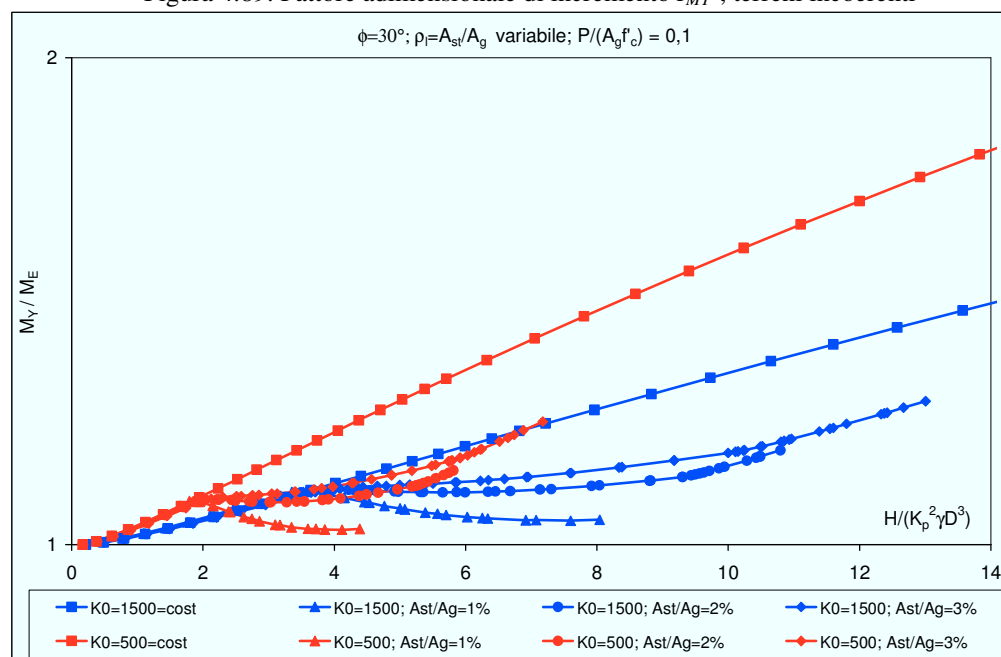


Figura 4.90. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}^F$ , terreni incoerenti

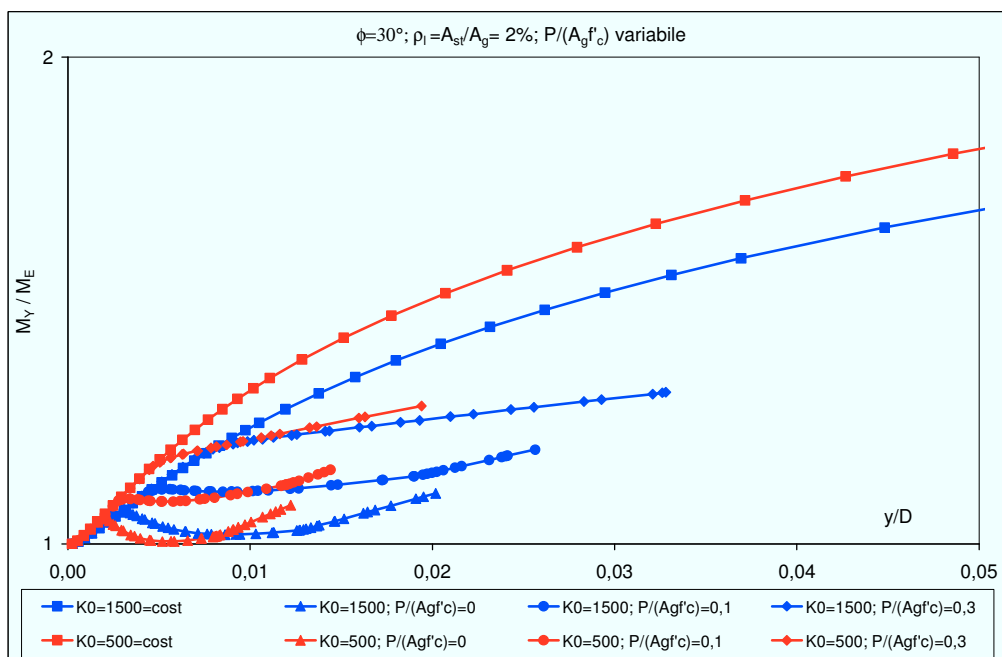


Figura 4.91. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}^F$ , terreni incoerenti

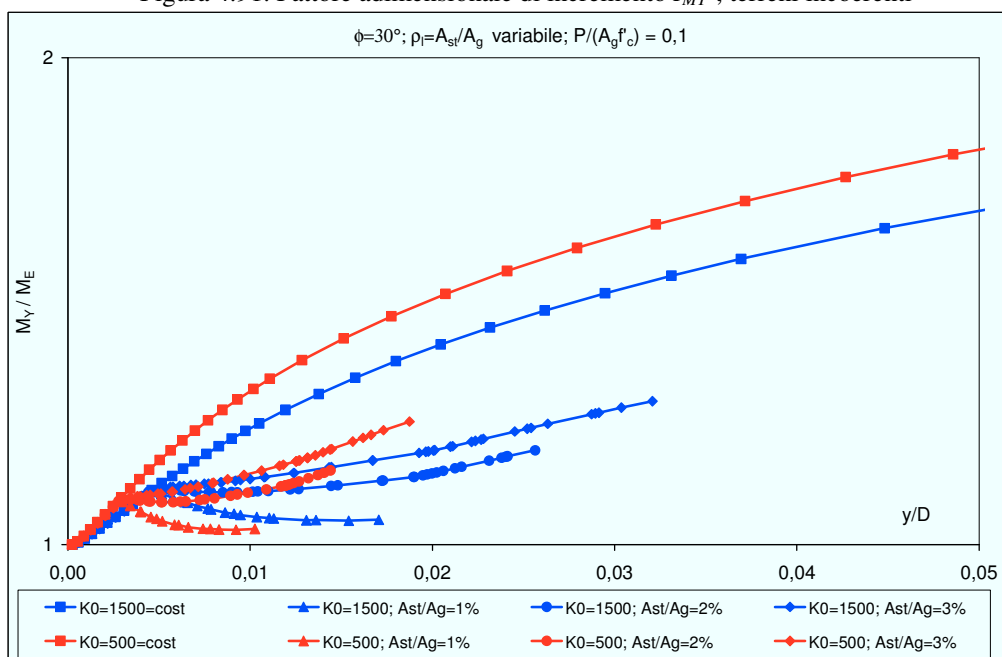


Figura 4.92. Fattore adimensionale di incremento  $I_{MY}^F$ , terreni incoerenti

---

#### 4.2.5 Analisi non lineare, effetti del secondo ordine

Le ipotesi alla base della modellazione del comportamento non lineare del palo sono state descritte nel precedente paragrafo 4.2.4. Nelle analisi è stato considerato un valore unico di  $\rho_l = A_{sl}/A_g$  pari a 0,25 e tre distinti valori di  $P/f'_c A_g$  pari a 0,1 - 0,2 - 0,3. La snellezza  $L/D$  è pari a 20.

I parametri assunti a caratterizzare la resistenza e la deformabilità del semispazio variano in maniera congiunta secondo correlazioni definite in sede di calibrazione del modello (descritte nel successivo Capitolo 5) al fine di riferire i risultati delle analisi a terreni con determinate caratteristiche meccaniche:

- in terreni coesivi (argille dure o argille tenere) è stato adottato un profilo di pressione limite  $p_u(z)$  definito secondo le modalità descritte nei precedenti paragrafi:

$$p_u = N_c c_u \quad (4.45)$$

in cui  $c_u$  è la coesione non drenata del terreno e  $N_c$  è un coefficiente che varia linearmente da 2 al piano campagna a 9 alla profondità di  $3D$ , assumendo valore costante pari a 9 per profondità maggiori; sono stati considerati due distinti valori di coesione non drenata  $c_u$  pari a 50 kPa e 200 kPa, ad essi sono associati valori di rigidezza iniziale  $K_0$  pari a 500 e 150 rispettivamente;

- in terreni incoerenti, allo stesso modo, il profilo di pressione limite adottato è stato definito secondo le modalità descritte nei precedenti paragrafi (Barton, 1982):

$$p_u = K_p^2 \gamma z \quad (4.46)$$

in cui  $\gamma$  è peso dell'unità di volume del terreno,  $z$  è la quota di riferimento e  $K_p$  è il coefficiente di spinta passiva alla Rankine del terreno, dipendente dall'angolo d'attrito  $\phi$  ( $K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ ); sono stati considerati due

---

distinti valori di  $\phi$  pari a  $30^\circ$  e  $40^\circ$ , ad essi sono associati valori di rigidezza iniziale  $K_0$  pari a 1400 e 1100 rispettivamente.

Coerentemente con la modellazione adottata nei precedenti paragrafi il modulo di Young, che definisce le proprietà di deformabilità del semispazio, viene assunto costante con la profondità in entrambi i casi considerati di terreni coesivi (argille dure o argille tenere) e terreni incoerenti.

I risultati ottenuti con le analisi che considerano gli effetti del secondo ordine sono riportati, per confronto, insieme con i risultati ottenuti con analisi non lineari che considerano il palo come un elemento non lineare ma trascurano gli effetti del secondo ordine. Detti risultati sono riportati, solo per palo libero di ruotare, per due differenti valori del diametro  $D$  del palo pari rispettivamente a 0,6 m (palo di medio diametro) e 1,5 m (palo di grande diametro).

I risultati ottenuti per il palo di medio diametro, relativi agli spostamenti in testa  $y$  e ai momenti flettenti massimi  $M$ , sono riportati nelle figure 4.93 e 4.94, per il terreno coesivo con coesione non drenata  $c_u$  pari a 50 kPa; nelle figure 4.95 e 4.96 per il terreno coesivo con coesione non drenata  $c_u$  pari a 200 kPa; nelle figure 4.97, 4.98, per il terreno incoerente con angolo d'attrito  $\phi$  pari a  $30^\circ$ ; nelle figure 4.99 e 4.100 per il terreno incoerente con angolo d'attrito  $\phi$  pari a  $40^\circ$ .

Analogamente, i risultati ottenuti per il palo di grande diametro, relativi agli spostamenti in testa  $y$  e ai momenti flettenti massimi  $M$ , sono riportati nelle figure 4.101, 4.102, per il terreno coesivo con coesione non drenata  $c_u$  pari a 50 kPa; nelle figure 4.103 e 4.104 per il terreno coesivo con coesione non drenata  $c_u$  pari a 200 kPa; nelle figure 4.105, 4.106, per il terreno incoerente con angolo d'attrito  $\phi$  pari a  $30^\circ$ ; nelle figure 4.107 e 4.108 per il terreno incoerente con angolo d'attrito  $\phi$  pari a  $40^\circ$ .

Il carico agente è adimensionalizzato, oltre che in ragione del diametro del palo, rispetto al valore di riferimento della coesione non drenata  $c_u$  in terreni coesivi, rispetto al coefficiente di spinta passiva mediante il termine  $K_p^2$  e al peso dell'unità di volume  $\gamma$  in terreni incoerenti.



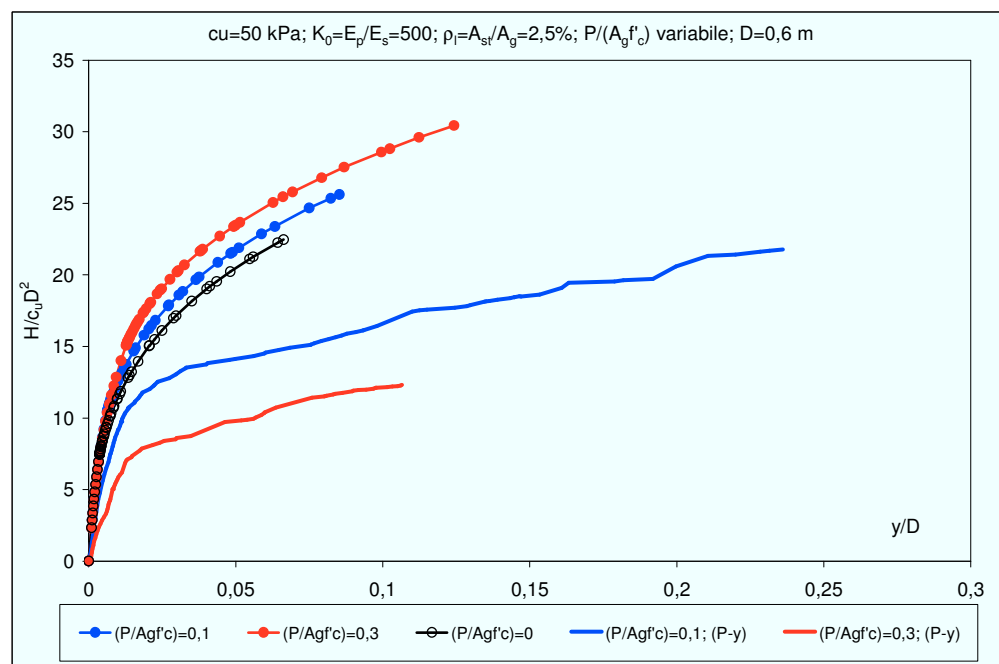


Figura 4.93. Curve carico – spostamento. Palo di medio diametro in terreni coesivi.

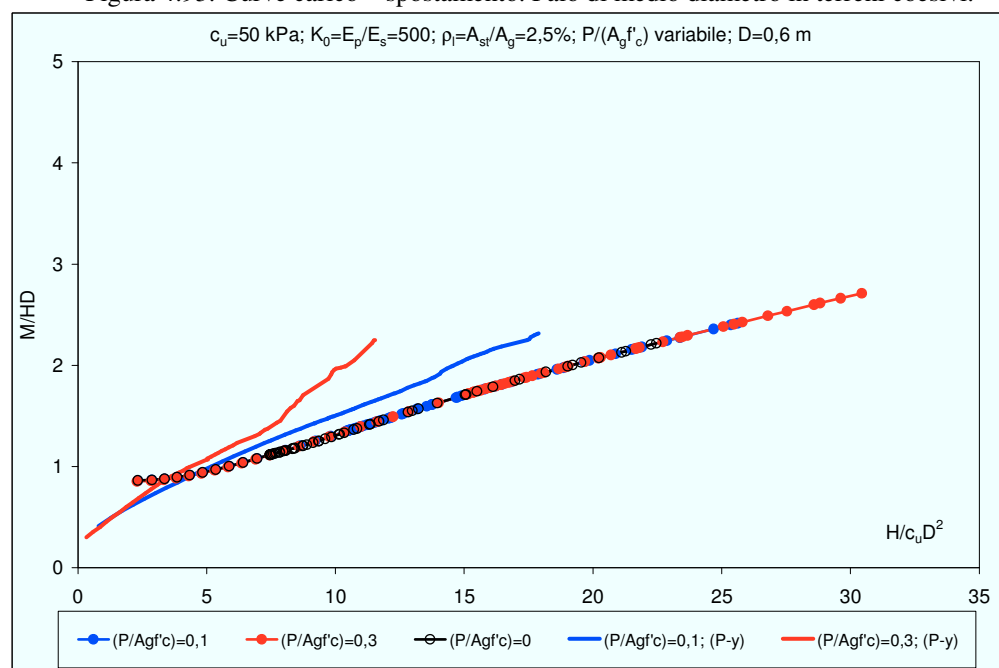


Figura 4.94. Curve carico – momento massimo. Palo di medio diametro in terreni coesivi.

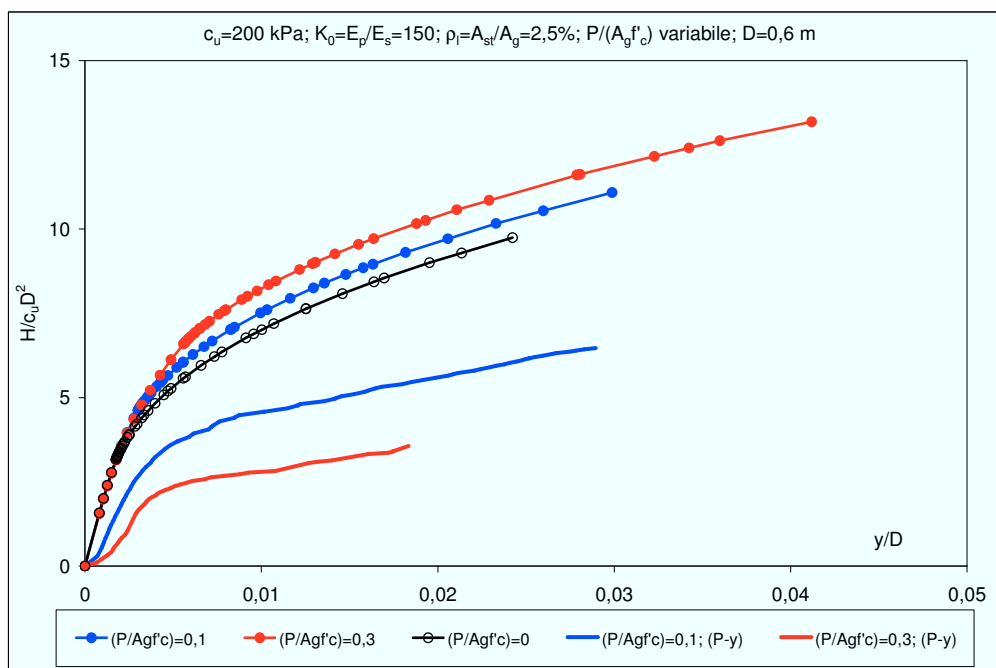


Figura 4.95. Curve carico – spostamento. Palo di medio diametro in terreni coesivi.

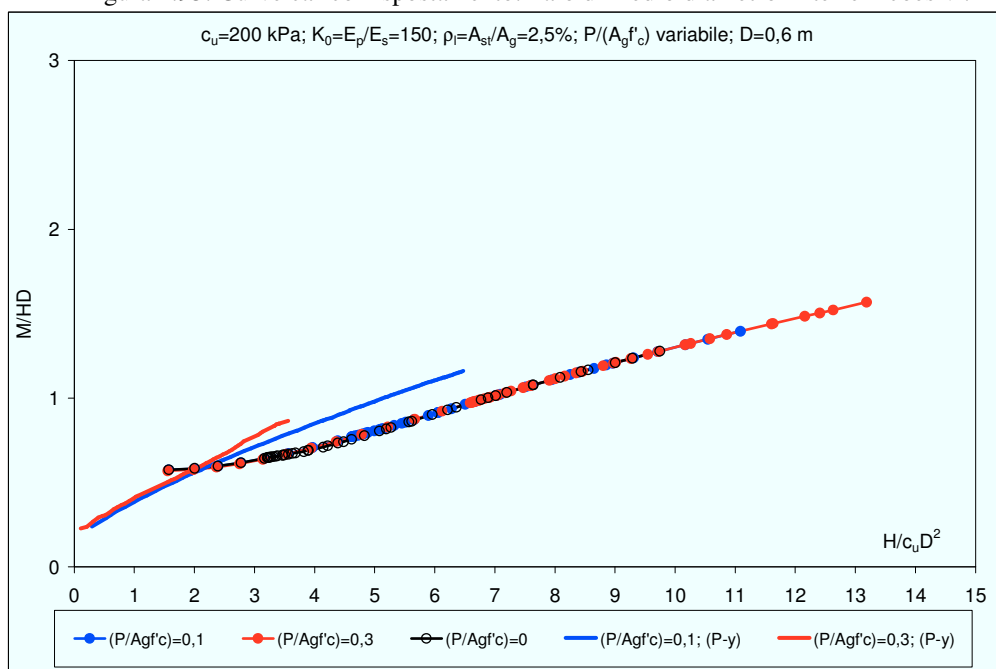


Figura 4.96. Curve carico – momento massimo. Palo di medio diametro in terreni coesivi.

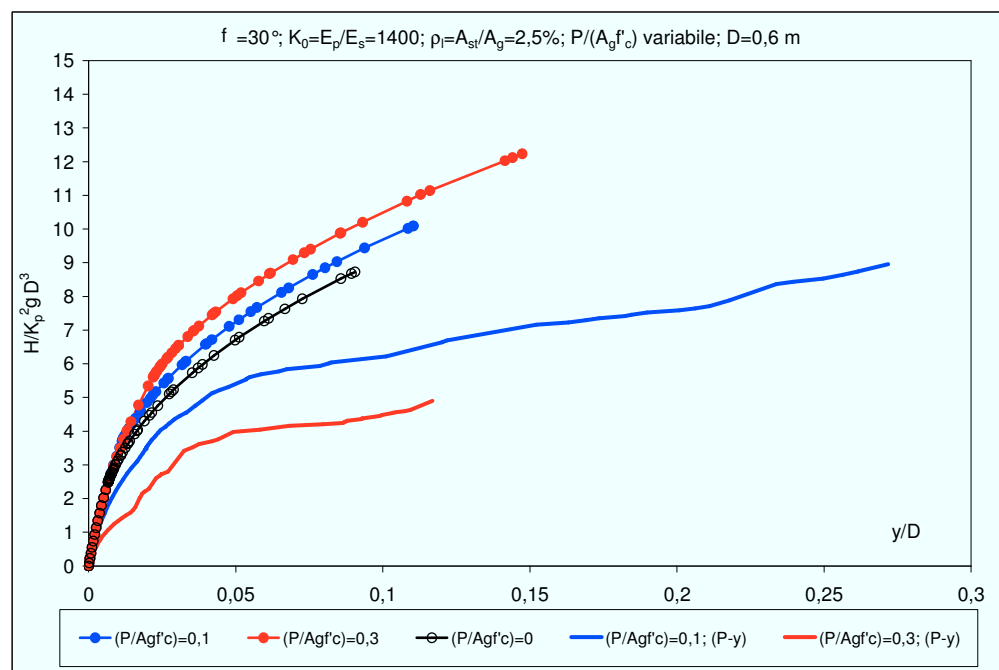


Figura 4.97. Curve carico – spostamento. Palo di medio diametro in terreni incoerenti.

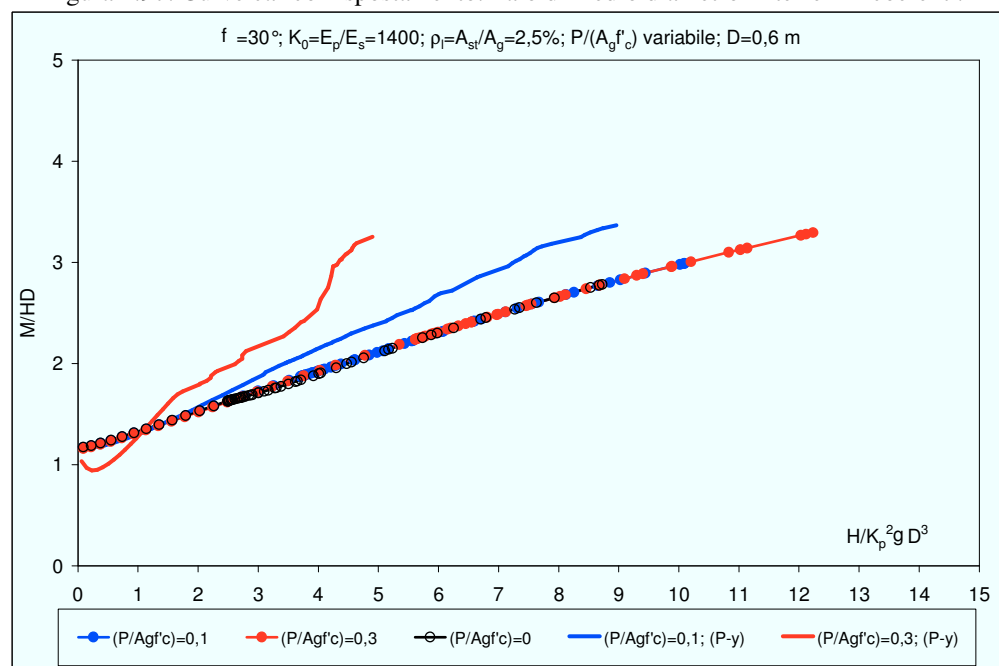


Figura 4.98. Curve carico – momento massimo. Palo di medio diametro in terreni incoerenti.

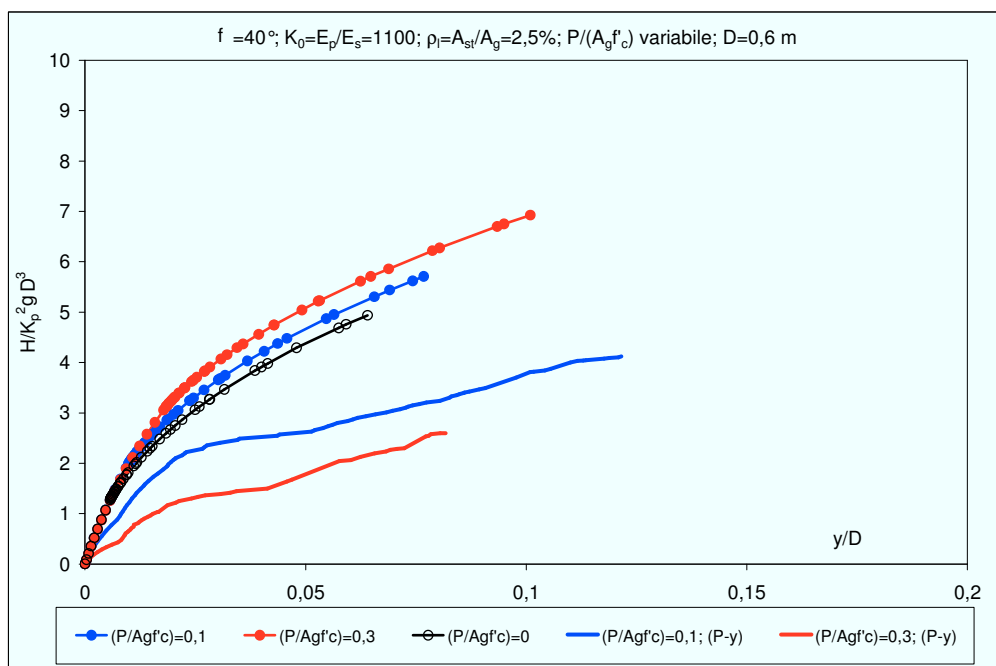


Figura 4.99. Curve carico – spostamento. Palo di medio diametro in terreni incoerenti.

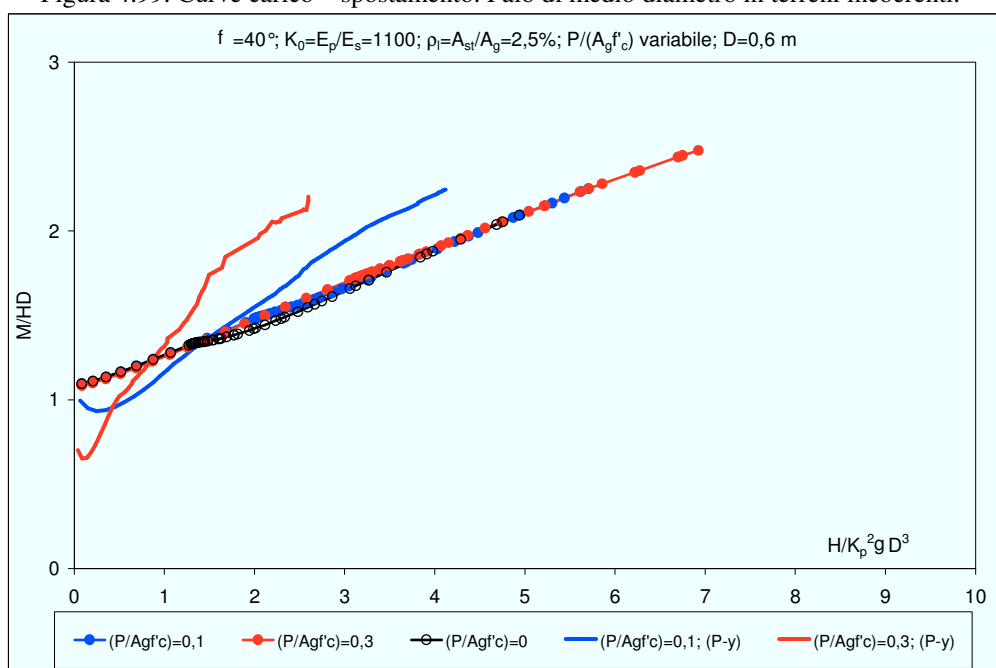


Figura 4.100. Curve carico – momento massimo. Palo di medio diametro in terreni incoerenti.

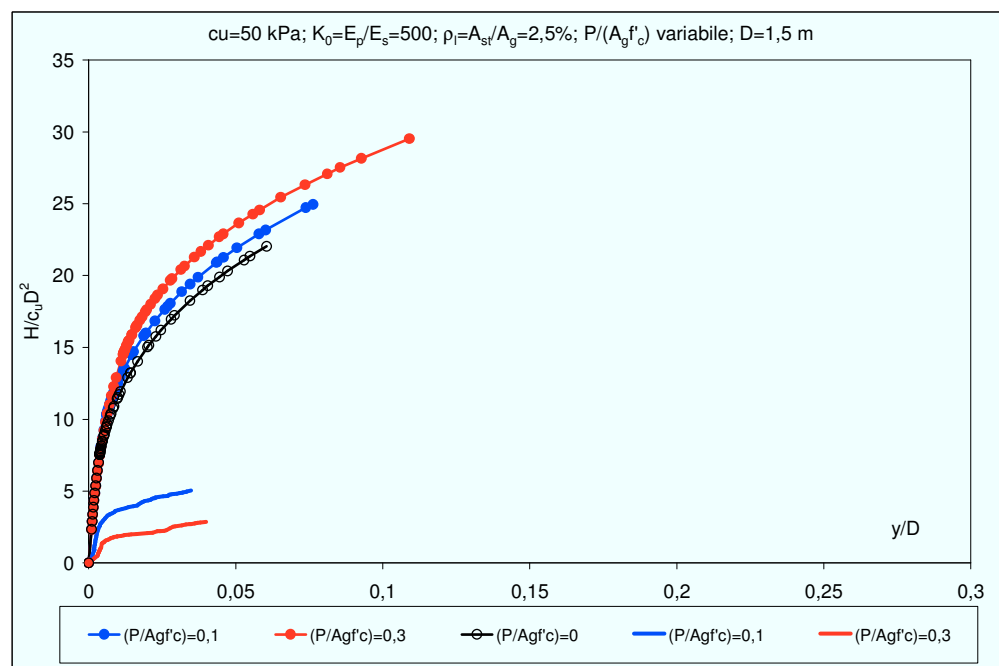


Figura 4.101. Curve carico – spostamento. Palo di grande diametro in terreni coesivi.

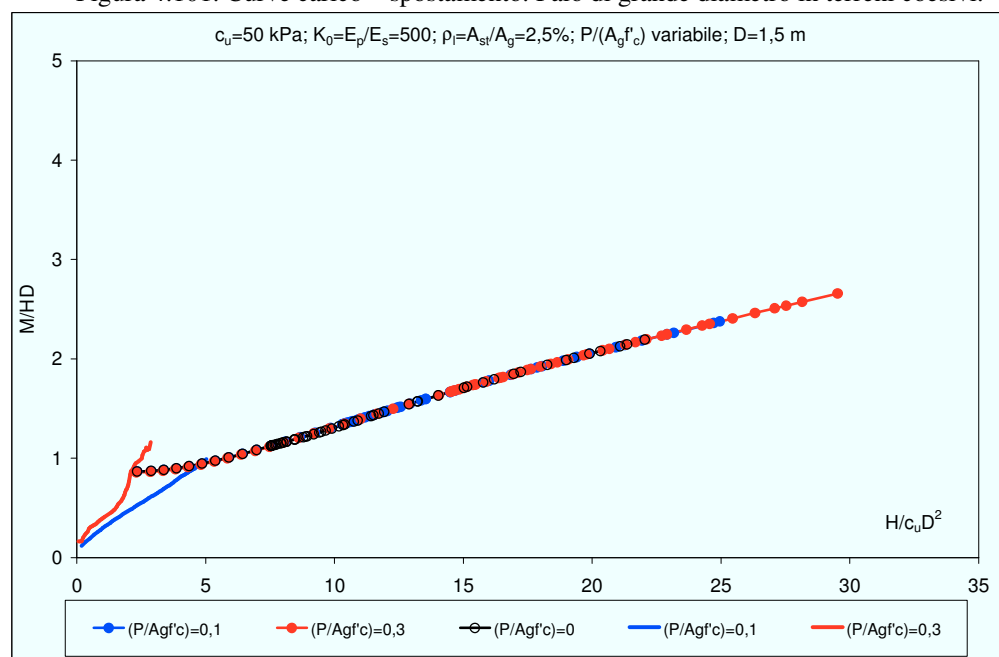


Figura 4.102. Curve carico – momento massimo. Palo di grande diametro in terreni coesivi.

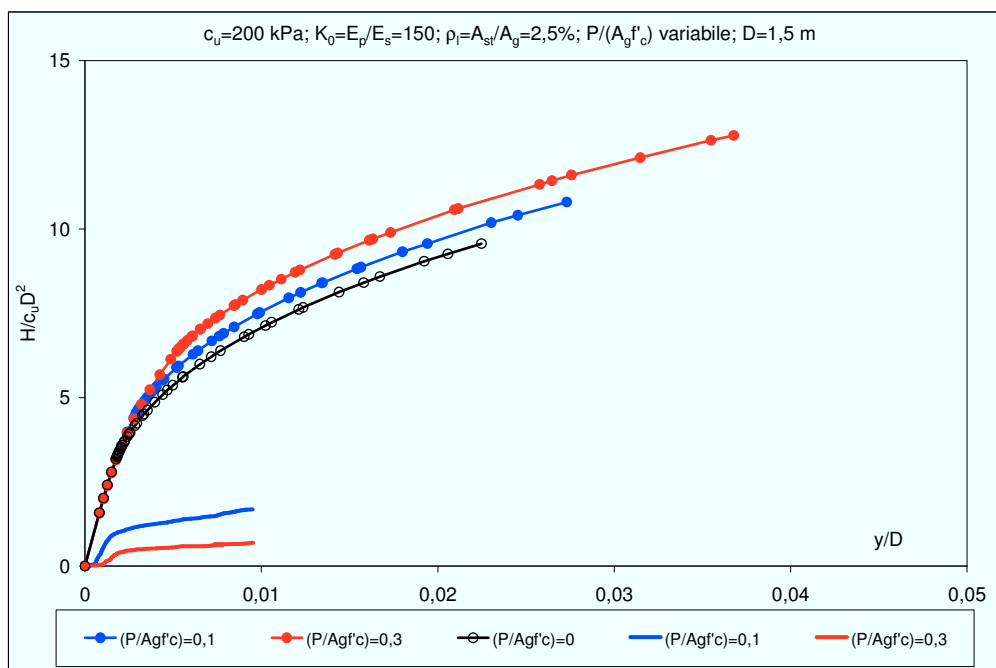


Figura 4.103. Curve carico – spostamento. Palo di grande diametro in terreni coesivi.

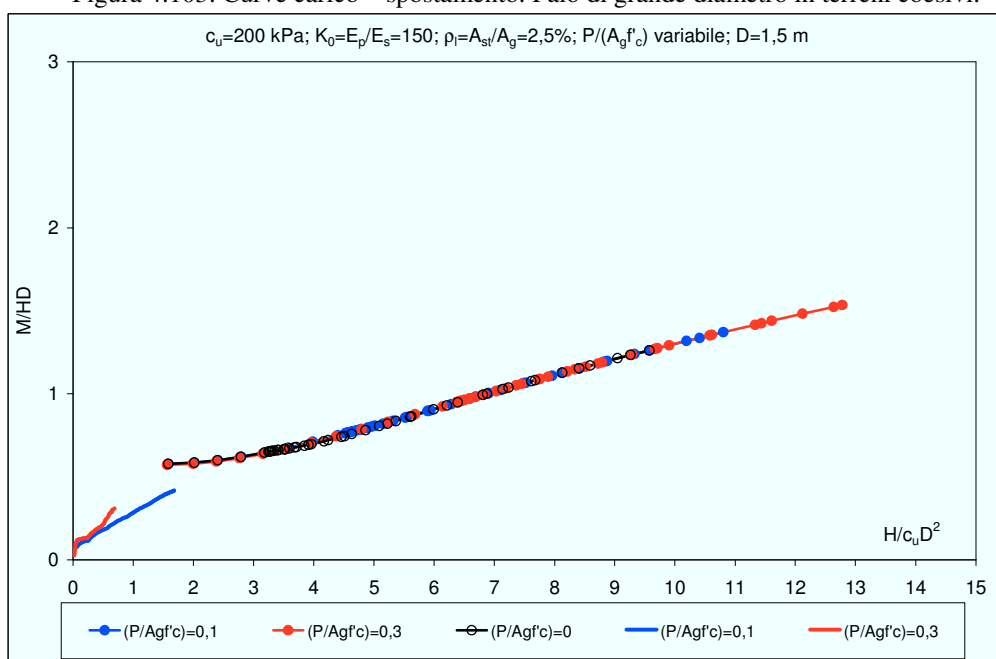


Figura 4.104. Curve carico – momento massimo. Palo di grande diametro in terreni coesivi.

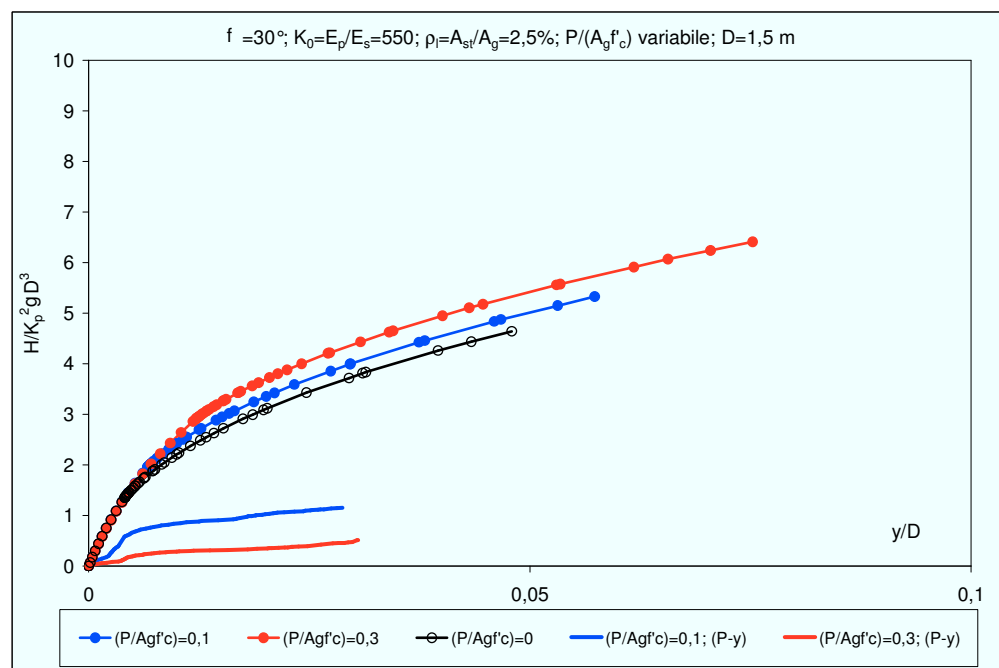


Figura 4.105. Curve carico – spostamento. Palo di grande diametro in terreni incoerenti.

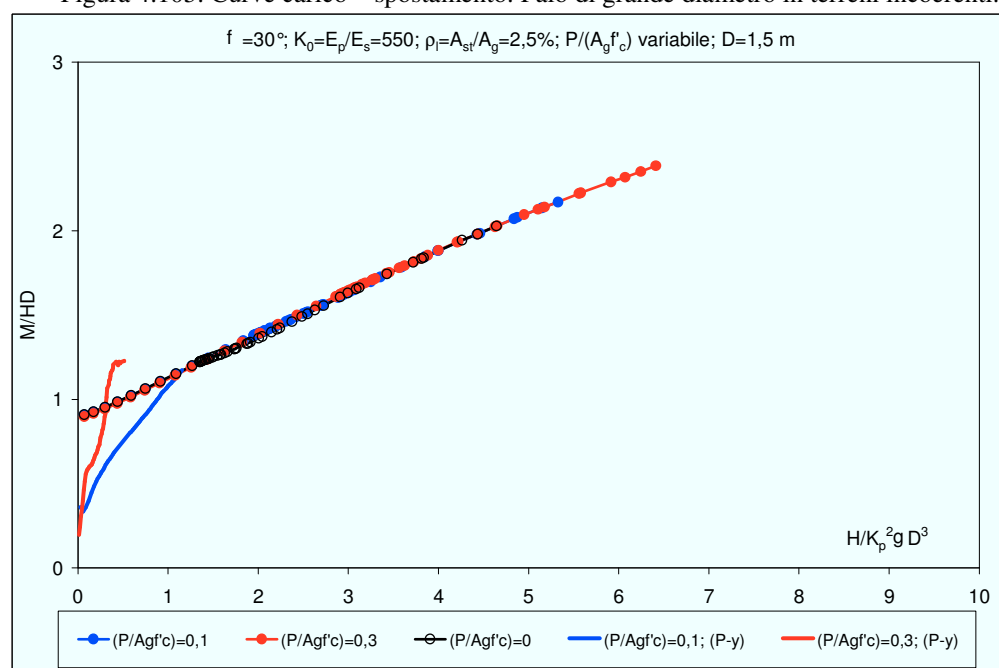


Figura 4.106. Curve carico – momento massimo. Palo di grande diametro in terreni incoerenti.

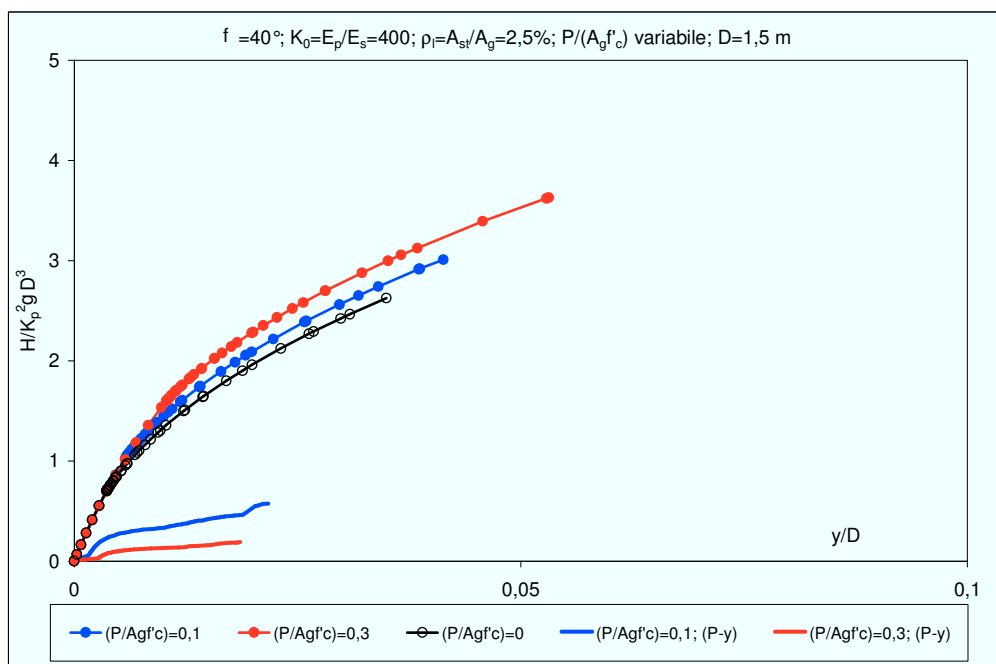


Figura 4.107. Curve carico – spostamento. Palo di grande diametro in terreni incoerenti.

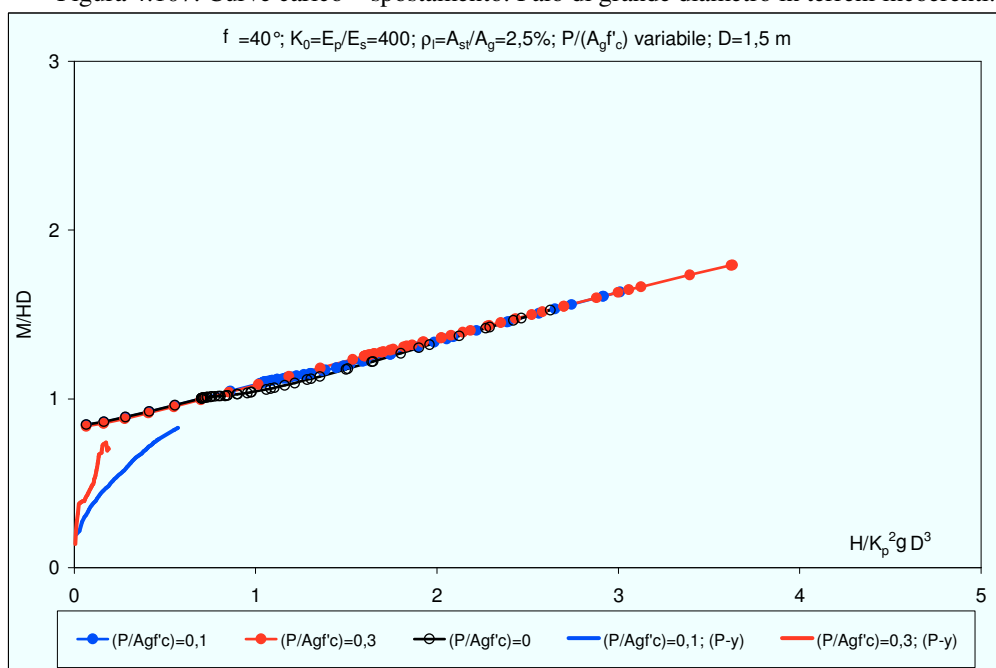


Figura 4.108. Curve carico – momento massimo. Palo di grande diametro in terreni incoerenti.



L'analisi non lineare in cui vengono considerati gli effetti del secondo ordine conduce al calcolo di spostamenti molto più elevati sin dai primi incrementi di carico; tale effetto è funzione principalmente del livello di sforzo normale; del diametro del palo e del tipo di terreno. Nelle seguenti tabelle si riportano, in corrispondenza di un valore di riferimento dello spostamento in testa  $y$  pari a  $0,01 D$ , i valori del rapporto  $H''/H$  tra il carico  $H''$  applicato in testa in un'analisi che considera gli effetti del secondo ordine e il carico  $H$  relativo ad un'analisi che non li considera.

Terreni coesivi	D [m]	D[m]
$y/D=0,01$	0,6	1,5
	$H''/H$	$H''/H$
$c_u=50$ kPa; $P/(A_g f_c)=0,1$	0,73	0,28
$c_u=50$ kPa; $P/(A_g f_c)=0,3$	0,27	0,17
$c_u=200$ kPa; $P/(A_g f_c)=0,1$	0,60	0,21
$c_u=200$ kPa; $P/(A_g f_c)=0,3$	0,34	0,08

Tabella 4.6 Valori del rapporto  $H''/H$  in terreni coesivi.

Terreni incoerenti	D [m]	D[m]
$y/D=0,01$	0,6	1,5
	$H''/H$	$H''/H$
$\varphi=30^\circ$ ; $P/(A_g f_c)=0,1$	0,68	0,46
$\varphi=30^\circ$ ; $P/(A_g f_c)=0,3$	0,40	0,16
$\varphi=40^\circ$ ; $P/(A_g f_c)=0,1$	0,61	0,22
$\varphi=40^\circ$ ; $P/(A_g f_c)=0,3$	0,32	0,08

Tabella 4.7 Valori del rapporto  $H''/H$  in terreni incoerenti.

## 5.1 MODALITÀ DI ANALISI

### 5.1.1 Procedura di analisi a ritroso

Tra le procedure disponibili per la determinazione del modulo di elasticità  $E_s$  la più affidabile è quella che fa riferimento all'analisi a ritroso di prove di carico orizzontale realizzate su pali in vera grandezza.

A partire dai valori di  $E_s$  dedotti da analisi a ritroso su un numero cospicuo di casi, in cui le caratteristiche meccaniche e geometriche del sistema palo – terreno variano in un campo sufficientemente ampio, è possibile definire delle correlazioni empiriche, che leghino i valori di  $E_s$  ai parametri del terreno più significativi. In tale modo, dunque, si realizza uno strumento che consenta di stimare il valore del parametro di deformabilità pur in assenza di una prova di carico di riferimento (Poulos & Davis, 1980).

Nel condurre analisi a ritroso finalizzate alla determinazione del modulo di elasticità è possibile:

1. utilizzare la curva sperimentale carichi-spostamenti considerando su di essa un livello di carico di esercizio e calcolare a ritroso un valore *secante* del modulo di elasticità da utilizzare in un'analisi elastica per prevedere gli spostamenti in corrispondenza di livelli di carico d'esercizio.
2. utilizzare il tratto iniziale lineare della curva carichi-spostamenti per determinare un modulo di elasticità *tangente* che può essere utilizzato in

un'analisi non lineare, includendo gli effetti della “*plasticizzazione*” locale dei conci di terreno così come gli effetti della progressiva riduzione di rigidità flessionale del palo, per prevedere l'intera curva carico spostamento fino a rottura.

Nelle tabelle 5.1÷5.4 sono indicati i valori del modulo elastico  $E_s$ , o del gradiente  $m$  nel caso di modulo elastico variabile linearmente con la profondità (terreni alla Gibson) proposti da autori che hanno realizzato analisi a ritroso di casi reali con il modello del continuo elastico.

autore	analisi	terreni coesivi
		$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )
Poulos (1971a)	lineare	15 – 95 $c_u$
Poulos (1973a)	non lineare	200 – 450 $c_u$
Banerjee & Davies (1978)	lineare	100 – 180 $c_u$
Dente & Gullà (1983)	lineare	100 – 180 $c_u$
Budhu & Davies (1986)	non lineare	500 – 1000 $c_u$

Tabella 5.1. Valori suggeriti per la scelta del modulo elastico  $E_s$  del terreno.

autore	analisi	sabbie		
		sciolte	medie	dense
		$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )
Poulos (1971a)	lineare	900 – 2100	2100 – 4100	4100– 9700
Poulos (1973a)	non lineare	---	---	---
Banerjee & Davies (1978)	lineare	---	---	---
Dente & Gullà (1983)	lineare	---	---	---
Budhu & Davies (1986)	non lineare	---	---	---

Tabella 5.2. Valori suggeriti per la scelta del modulo elastico  $E_s$  del terreno.

autore	analisi	argille NC
		m (kN/m <sup>3</sup> )
Poulos (1973a)	non lineare	110 – 800
Banerjee & Davies (1978)	lineare	---
Dente & Gullà (1983)	lineare	---
Budhu & Davies (1987; 1988)	non lineare	> 1000 $c_u/z$

Tabella 5.3. Valori suggeriti per la scelta del gradiente del modulo elastico del terreno con la profondità  $m$ .

autore	analisi	sabbie		
		sciolte	medie	dense
		m (kN/m <sup>3</sup> )	m (kN/m <sup>3</sup> )	m (kN/m <sup>3</sup> )
Poulos (1973a)	non lineare	1370 – 2450	4900–7350	11750– 19600
Banerjee & Davies (1978)	lineare	10850		
Dente & Gullà (1983)	lineare	6800	---	19000
Budhu&Davies (1987; 1988)	non lineare	20000-40000	30000- 60000	40000 – 80000

Tabella 5.4. Valori suggeriti per la scelta del gradiente del modulo elastico del terreno con la profondità  $m$ .

I risultati ottenuti dai vari autori sono condizionati dalle caratteristiche del modello di analisi. Gli andamenti del parametro così determinato, e le correlazioni con altre grandezze conseguentemente realizzabili, sono valide, a rigore, solo in riferimento allo specifico modello di analisi.

I suggerimenti, riportati in tabella 5.1, di Poulos (1971a) e Banerjee & Davies (1978) riguardano valori *secanti* del modulo di elasticità determinati con analisi a ritroso in riferimento a livelli di carico di esercizio; i valori più bassi sono da considerarsi relativi ad argille tenere i valori più elevati sono, al contrario, ad argille dure. La dispersione dei risultati può essere attribuita al fatto che in condizioni di esercizio si verificano maggiori plasticizzazioni in argille tenere che non in argille dure (Poulos & Davis, 1980). Le correlazioni, che suggeriscono valori più elevati di  $E_s$  riguardano valori *tangenti*.

---

Nella presente Tesi di Dottorato le analisi a ritroso condotte hanno avuto il fine di determinare un modulo di elasticità  $E_s$  tangente iniziale da utilizzare in analisi non lineari. La non linearità della risposta del complesso palo-terreno viene riprodotta portando in conto da un lato gli effetti della *plasticizzazione* locale del terreno attraverso l'introduzione di un profilo di pressione limite e dall'altro la progressiva riduzione di rigidità flessionale del palo all'aumentare delle sollecitazioni attraverso l'introduzione di una funzione momento-curvatura che definisca il comportamento del palo nei riguardi delle deformazioni flessionali.

In un'analisi "*elasto – plastica*" le soluzioni ottenute in termini di curva carico - momento massimo dipendono essenzialmente dal profilo di pressione limite adottato; al contrario, la rigidità relativa palo-semispazio influisce, su di essa, in forma limitata e solamente nei primi intervalli di carico (Landi, 2005). Questo risultato è determinato dall'insorgere di un fenomeno di *rottura progressiva*: inizialmente, al crescere del carico esterno, il raggiungimento dei valori di pressione limite avviene in corrispondenza del piano campagna; progressivamente, la quota che identifica la porzione di terreno interamente "*plasticizzata*" si approfondisce (Motta, 1994) e il valore di pressione limite, una volta raggiunto, non varia nei successivi incrementi di carico.

Le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base a considerazioni di equilibrio, a partire dal valore assunto dalla forza esterna e dalle reazioni del terreno in corrispondenza dei conci: poiché il momento massimo per i pali flessibili (quali sono quelli reali) è solitamente posto a quote superficiali, corrispondenti ad alcuni diametri, esso risulta dipendere essenzialmente dai valori di resistenza limite assegnati al terreno.

Queste considerazioni consentono, nei casi in cui è disponibile la misura dei momenti flettenti massimi lungo il fusto del palo, di condurre la calibrazione dei parametri di resistenza e deformabilità del terreno in maniera *disaccoppiata*:

- 1) in primo luogo, in base al confronto tra l'andamento della curva carichi – momenti flettenti massimi sperimentale con quella di calcolo, si definisce il profilo di pressione limite;
- 2) successivamente la calibrazione dei valori del modulo di elasticità del terreno viene condotta al fine di ottenere la migliore sovrapposizione possibile tra la curva sperimentale carichi – spostamenti e quella di calcolo.

---

In tale procedura  $E_s$  rappresenta un *parametro di libertà* del modello, per il quale, a valle delle analisi, è possibile definire delle proposte di correlazione con i parametri del terreno più significativi. Poiché rappresenta proprietà di elasticità *equivalenti*, in quanto attribuite ad un mezzo, il terreno, che elastico non è, si è ritenuto ragionevole assumere un modulo di Young costante. Questa ipotesi si riferisce tanto ai terreni coesivi, normalconsolidati o sovraconsolidati, quanto ai terreni incoerenti. Per le sabbie e per le argille normalconsolidate è noto che un andamento più realistico prevederebbe una scelta di un modulo  $E_s$  variabile con la profondità, ad esempio in maniera lineare ( $E_s = m z$ ). Il complesso delle analisi a ritroso realizzate mostra, tuttavia, come la riproducibilità della risposta migliora assumendo  $E_s$  costante. In presenza di terreni stratificati, ciascuno strato è caratterizzato dal proprio valore di  $E_s$ . In tal caso, il profilo di  $E_s$  con la profondità è definito da un andamento *a gradini*. Le interazioni reciproche tra strati differenti sono modellabili ricorrendo all'approssimazione dell'equazione di Mindlin suggerita da Poulos(1979a; Capitolo 3) .

E' opportuno sottolineare come, in base a quanto esposto in relazione al comportamento dei pali flessibili e alla corrispondente identificazione di una *lunghezza critica* del palo, corrispondente a 10 diametri circa, nella quasi totalità dei casi analizzati la risposta del sistema risente in maniera trascurabile delle caratteristiche meccaniche degli strati successivi al primo. La lunghezza critica del palo, solitamente, è interamente compresa all'interno del primo strato e gli effetti di eterogeneità del terreno, per pali caricati da azioni orizzontali, risultano quasi sempre trascurabili.

### **5.1.2 Analisi in terreni incoerenti**

Le analisi condotte su palo singolo libero di ruotare in testa in terreni incoerenti hanno avuto lo scopo di validare il modello di calcolo messo a punto per la previsione del comportamento di pali in calcestruzzo armato. Il modello, come estesamente descritto nei Capitoli precedenti, prevede la possibilità di portare in conto la progressiva riduzione di rigidezza flessionale del palo all'aumentare delle sollecitazioni flettenti attraverso l'impiego di una funzione momento curvatura. Le analisi sono state condotte non come analisi *a ritroso* ma come analisi *dirette* utilizzando i suggerimenti di Landi (2005) nella scelta dei parametri di resistenza e deformabilità del semispazio.

---

Nel Capitolo 2 sono stati riportati alcuni dei profili di resistenza proposti da vari autori in riferimento a terreni incoerenti (Broms, 1964b; Brinch-Hansen, 1961; Barton, 1982; Budhu & Davies, 1987). Landi (2005) suggerisce di utilizzare il profilo proposto da Barton (1982):

$$p_u = K_p^2 \cdot \gamma \cdot z \quad (5.1)$$

e di adottare, in terreni normalconsolidati, la seguente correlazione tra i valori assunti dal modulo di elasticità  $E_s$  e l'angolo d'attrito  $\phi$  :

$$\frac{E_s}{\gamma_{eq} \cdot D} = 0,9 \phi^3 - 85,8 \phi^2 + 2730 \phi - 27100 \quad (5.2)$$

in cui  $D$  rappresenta il diametro del palo e  $\gamma_{eq}$  rappresenta un valore equivalente del peso dell'unità di volume calcolato sui primi 5 diametri di profondità. Detta  $a$  la profondità del pelo libero della falda ed indicati con  $\gamma$  e  $\gamma'$  il peso per unità di volume del terreno asciutto e immerso rispettivamente  $\gamma_{eq}$  è dato dalla seguente espressione:

$$\gamma_{eq} = \frac{\gamma \cdot a + \gamma' \cdot (5D - a)}{5D} \quad (5.3)$$

Un ulteriore profilo di resistenza suggerito da Landi (2005) è determinato in base alle considerazioni riportate in Fleming et Al.(1985) ed è il seguente:

$$p_u = K_p \cdot \gamma \cdot z \quad \text{per } D \leq 1 \quad (5.4)$$

$$p_u = K_p^2 \cdot \gamma \cdot z \quad \text{per } D \geq 2 \quad (5.5)$$

Per valori  $1 < D < 2$ , il moltiplicatore delle tensioni verticali è interpolato linearmente fra  $K_p$  e  $K_p^2$ .

---

Tale profilo di pressioni limite, d'ora in poi riferito per brevità *alla Fleming et Al.*(1985), consente, rispetto a quanto ottenibile con il profilo di Barton (1982), una più corretta stima del valore di momento flettente massimo in corrispondenza di ridotti valori di carico(Landi, 2005).

La correlazione tra il modulo di elasticità  $E_s$  e l'angolo d'attrito  $\phi$  in seguito all'adozione di un profilo alla Fleming et Al. (1985) differisce da quella suggerita per condurre le analisi con il profilo alla Barton(1982). In riferimento al caso di sabbie normalconsolidate:

$$\frac{E_s}{\gamma_{eq} \cdot D} = 150 \phi - 2300 \quad (5.6)$$

Ai fini della determinazione dei parametri di resistenza del terreno, le informazioni utili provengono dai risultati di prove realizzate in sito: principalmente prove penetrometriche statiche (CPT) e prove penetrometriche dinamiche (SPT). I risultati di tali prove vengono commutati, mediante correlazioni empiriche, in proprietà meccaniche del terreno, identificate da un angolo d'attrito  $\phi$ . Il numero di correlazioni empiriche disponibili in letteratura, prodotte da diversi autori o Enti, è cospicuo; tuttavia, non sempre le stime dell'angolo d'attrito desumibili da tali correlazioni (o abachi) forniscono indicazioni concordanti. I ridotti valori della profondità di interesse per il problema dei pali caricati da azioni orizzontali (in genere pochi metri) costituisce un ulteriore ostacolo: molte correlazioni non sono definite per valori delle tensioni efficaci del terreno bassi. Il confronto tra i risultati ottenibili con le differenti correlazioni empiriche consente, caso per caso, di stimare le proprietà meccaniche del terreno in modo ragionevolmente affidabile.

### **5.1.3 Analisi in terreni coesivi**

Le analisi effettuate su palo singolo libero di ruotare in testa in terreni coesivi sono state condotte come analisi *a ritroso* con la finalità di definire i profili di pressione limite che consentono di ottenere le migliori previsioni dei momenti



---

flettenti massimi e correlazioni per il modulo di elasticità analoghe a quelle utilizzate nel caso di terreni incoerenti.

Nel Capitolo 2 è stato evidenziato, presentando i risultati degli studi di vari autori (Broms, 1964a; Randolph & Houlsby, 1984; Murff & Hamilton, 1993), come in prossimità della superficie, il meccanismo di rottura preveda la formazione di un cuneo di terreno di fronte al palo con conseguente movimento del terreno verso l'alto, ed una separazione palo – terreno a tergo. Questo meccanismo fa sì che i valori di resistenza limite che il terreno può raggiungere siano minori rispetto a quelli manifestati a profondità maggiori, dove il meccanismo di rottura prevede, invece, uno scorrimento laterale lungo il fusto del palo.

Se si indica con  $p_u$  il valore di pressione limite che il terreno può offrire all'avanzamento del palo e si pone:

$$p_u = N \cdot c_u \quad (5.7)$$

il valore di  $N$  a profondità maggiori di  $3D$  risulta compreso, in funzione della scabrezza della superficie di interfaccia palo-terreno, tra un minimo di 8,28 e un massimo di 12,56 secondo le indicazioni Broms (1964a); tra un minimo di 9,14 e un massimo di 11,94 secondo Randolph & Houlsby (1984).

Per profondità minori di  $3D$  Broms (1964a) ha proposto, quale andamento tipico delle pressioni limite, una variazione da  $2 c_u$ , a piano campagna, ad  $8 - 12 c_u$  ad una profondità di circa 3 diametri.

In base a tali considerazioni sono stati utilizzati i seguenti profili di pressione limite:

1. variazione lineare del rapporto  $p_u/c_u$  da 2, a piano campagna, a 9, ad una quota di  $3D$ ; andamento costante del rapporto  $p_u/c_u$ , posto pari a 9, per quote superiori a  $3D$ .
2. variazione lineare del rapporto  $p_u/c_u$  da 0, a piano campagna, a 9, ad una quota di  $3D$ ; andamento costante del rapporto  $p_u/c_u$ , posto pari a 9, per quote superiori a  $3D$ .

---

Le analisi sono state condotte, inoltre, considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per argille caratterizzate da valori di coesione non drenata  $c_u < 50$  kPa, definite *argille poco consistenti*, e argille caratterizzate da valori di coesione non drenata  $c_u > 50$  kPa definite *argille consistenti*. I profili sono definiti nel modo seguente:

3. *argille poco consistenti*: variazione lineare del rapporto  $p_u/c_u$  da 1,7, a piano campagna, a 9, ad una quota di  $6D$ ; andamento costante del rapporto  $p_u/c_u$ , posto pari a 9, per quote superiori a  $6D$ ;
4. *argille consistenti*: variazione lineare del rapporto  $p_u/c_u$  da 0, a piano campagna, a 9, ad una quota di  $6D$ ; andamento costante del rapporto  $p_u/c_u$ , posto pari a 9, per quote superiori a  $6D$ .

La distinzione dei terreni coesivi in *consistenti* e *poco consistenti* è condotta da Landi (2005) in riferimento al valore assunto dalla coesione non drenata  $c_u$  ad una profondità pari a 5 diametri di palo: un terreno con coesione non drenata superiore a 50 kPa è ritenuto *consistente*; viceversa, per coesioni non drenate inferiori a 50 kPa, il terreno è classificato come *poco consistente*.

Nelle analisi tali profili sono stati impiegati in tutti i casi indipendentemente dal valore di coesione non drenata dei terreni. Essi pertanto non saranno riferiti effettivamente a terreni caratterizzati da proprietà meccaniche differenti.

In ultimo, è stato considerato un quinto profilo di pressione limite suggerito specificamente per portare in conto la tecnologia esecutiva dei pali realizzati mediante spostamento di terreno; tale profilo nel seguito sarà denominato, per brevità, profilo per pali *battuti*:

5. il rapporto  $p_u/c_u$  assume valore nullo nei primi due diametri di profondità; a profondità maggiori il profilo coincide con il profilo n°1.

---

## 5.2 CASI SPERIMENTALI: TERRENI INCOERENTI

### 5.2.1 Huang et Al. (2001)

Il programma di prove, realizzate nell'isola di Taiwan, si propone di valutare gli effetti indotti dalla tecnologia di realizzazione sulla risposta del gruppo di pali. Sono stati sottoposti a prova di carico orizzontale due gruppi di pali, l'uno costituito da pali ad asportazione di terreno (*pali trivellati*), l'altro da pali a spostamento (*pali battuti*). Le prove, inoltre, sono state condotte su due pali singoli, realizzati con procedure di costruzione analoghe a quelle dei gruppi. Si dà conto di seguito dei risultati ottenuti sui pali singoli.

#### Terreno

I terreni presenti in sito, in base ai campioni prelevati e alle prove di laboratorio, sono classificati come sabbie limose (SM nella classificazione USCS) o come limo (ML), con strati occasionali di argilla limosa (CL). La falda è situata a 1 m circa al di sotto del piano campagna, e la sua posizione si è mantenuta pressoché invariata durante il periodo di realizzazione delle prove; la messa in opera dei pali ha comportato l'escavazione del primo metro di terreno: durante le prove di carico, dunque, la falda è posta a piano campagna. Nell'articolo non sono riportati i valori dei pesi dell'unità di volume dei materiali presenti in sito; considerando, per sabbie limose, un peso dell'unità di volume  $\gamma$  variabile fra  $16 \div 21 \text{ kN/m}^3$ , si è assunto un valore orientativo  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .

Al fine di valutare gli effetti indotti dalla tecnologia di realizzazione dei pali sulle proprietà del terreno, sono state condotte delle indagini prima e dopo la messa in opera dei pali del gruppo. A monte della realizzazione dei pali, sono stati eseguiti otto carotaggi, con relative prove SPT, fino a quote massime di 80 m. A questi sono state aggiunte tre prove CPT e due prove con il dilatometro Marchetti (DMT). Due delle prove CPT comprendono la misura della velocità delle onde di taglio (SCPT). In seguito alla realizzazione dei pali, ma prima di procedere alle prove di carico, sono state realizzate tre prove DMT (2 nel gruppo di pali trivellati ed una nel gruppo di pali battuti) e tre prove CPT (2 nel gruppo di pali trivellati ed una nel gruppo di pali battuti). Le prove sono state realizzate all'interno dei gruppi di pali attraverso la struttura

---

di collegamento, all'interno della quale erano stati predisposti dei cilindri di materiale plastico. Il confronto fra i risultati ottenuti ha evidenziato come gli effetti più evidenti dell'installazione sulle caratteristiche del terreno si manifestino entro i primi 15 m di profondità. La realizzazione dei pali *trivellati* ha generato una riduzione della resistenza alla penetrazione  $q_c$  tra 3,0 – 7,5 m; nel caso dei pali *battuti*, al contrario, si è registrato un aumento di  $q_c$  tra 2,5 – 6 m. Per quanto riguarda i risultati delle prove DMT, entrambe le tipologie di pali hanno generato una riduzione dell'indice di sforzo laterale  $K_D$  fino a 5 – 6 m e, per i pali *battuti*, la diminuzione si osserva anche tra 7,5 – 15 m. A causa delle oscillazioni del pelo libero della falda il terreno in prossimità del piano campagna si presenta come un materiale sovraconsolidato che possiede un coefficiente di spinta  $K_0$  maggiore che a profondità più elevate; la realizzazione dei pali, *trivellati* e *battuti*, genera una riduzione di  $K_0$  e quindi di  $K_D$ . Il valore del modulo dilatometrico  $E_D$ , al contrario, non risulta condizionato dalla realizzazione dei pali in entrambi i casi. Nel caso del gruppo di pali *trivellati*, dunque, sia i risultati delle prove CPT sia i risultati delle prove DMT indicano un peggioramento delle proprietà meccaniche del terreno in seguito alla realizzazione dei pali; nel caso del gruppo di pali *battuti*, al contrario, i risultati delle prove CPT indicano un miglioramento delle caratteristiche meccaniche in seguito all'addensamento dei terreni indotto dalla battitura dei pali mentre i risultati delle prove dilatometriche indicano un peggioramento per cui l'effetto netto causato dalla realizzazione dei pali non è chiaro.

#### Caratterizzazione del terreno.

L'interesse della modellazione, stante il valore dei diametri del palo, è concentrato sui primi 15 m di terreno, pari a 10 volte il diametro del palo più grande (palo *trivellato*). Dai risultati delle prove CPT eseguite prima della realizzazione dei pali e riportate in figura 5.1 (prove CPT1, SCPT-1 ed SCPT-2; le prove CPT-N1, CPT-N2 e CPT-N3 sono realizzate dopo l'esecuzione dei pali) si desume, in tale intervallo di profondità, un valore medio della resistenza alla penetrazione della punta  $q_c$  pari a circa 5 MPa.

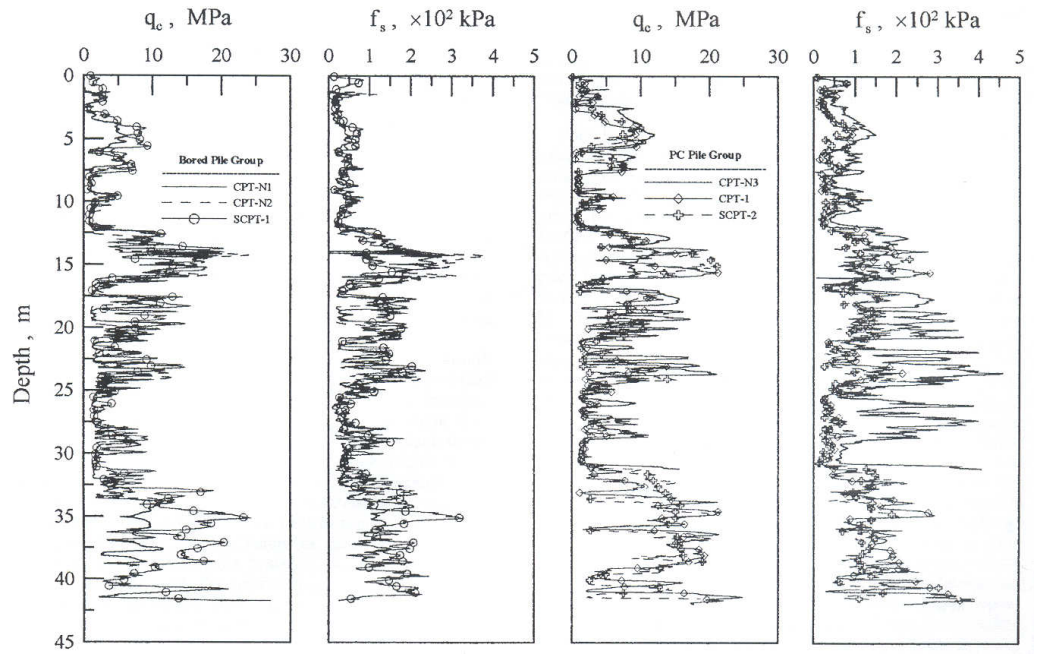


Figura 5.1. Prove CPT in sito, prima e dopo la realizzazione dei pali  
(da Huang et al., 2001).

Normalizzando il valore ottenuto in funzione dello stato tensionale medio della porzione di terreno significativa, si ottiene (falda ad 1 m dal piano campagna):

$$q_{C1} = q_C \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_v(z=8\text{ m})} \right)^{0.5} = 5,2 \cdot \left( \frac{100}{74} \right)^{0.5} \cong 6 \text{ MPa} \quad (5.8)$$

Da questa si ottiene la densità relativa media dello strato considerato, secondo Kulhawy & Maine (1990):

---


$$D_r (\%) = \left[ \frac{\left( \frac{q_{C1}}{p_a} \right)}{305} \right]^{0,5} \cong 45 \quad (5.9)$$

Questa determinazione è in ottimo accordo con quanto desumibile dall'abaco di Baldi et Al.(1982), dal quale si ricava  $D_r = 42\%$  ed in sostanziale accordo con Lancellotta (1983) per il quale:

$$D_r (\%) = 68 \cdot \left[ \text{Log} \left( \frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_v}} \right) - 1 \right] = 53 \quad (5.10)$$

Si tratta dunque di terreni mediamente addensati.

Per la determinazione dell'angolo d'attrito, le correlazioni empiriche fornite dall'API (1987) o da Schmertmann (1975) sono sostanzialmente in accordo fra loro:

$$\phi = 16D_r^2 + 0,17D_r + 28,4 \cong 32 \quad \text{API} \quad (5.11)$$

$$\phi = 28 + 0,14D_r \cong 28 \quad \text{Schmertmann (sabbia con limo)} \quad (5.12)$$

Gli abachi di Robertson & Campanella (1983) e Viggiani (1999), invece, forniscono valori di angolo d'attrito più elevati ( $\phi > 35^\circ$ ).

Pali.

Nel sito sono stati realizzati, complessivamente, 13 pali trivellati gettati in opera e 13 pali battuti, prefabbricati, in calcestruzzo.

I pali battuti sono circolari, cavi, in calcestruzzo precompresso centrifugato, denominati *PC piles* ( $D_{est}=800$  mm;  $D_{int}=560$  mm;  $L=34$  m;  $EI=0,79$  GN m<sup>2</sup>). Realizzati in stabilimento, sono costituiti da segmenti lunghi 17 m, giuntabili tra loro; il segmento inferiore è chiuso da una base a punta, in acciaio disposta al fine di agevolare la battitura che avviene mediante

---

un martello diesel. Barre d'acciaio con trasduttori di deformazione e inclinometri sono stati inseriti nella cavità interna dei pali per la loro intera lunghezza, la cavità interna è stata quindi riempita di calcestruzzo.

Undici dei 13 pali trivellati ( $D=1500\text{ mm}$ ;  $L=34,9\text{ m}$ ;  $EI=6,86\text{ GN m}^2$ ) sono stati realizzati con l'ausilio di fango bentonitico a circolazione inversa, e il cemento è stato gettato dal basso mediante un tubo getto; i rimanenti due sono stati realizzati mediante un dispositivo di trivellazione con oscillatore idraulico a piena lunghezza. Il terreno rimaneggiato è stato progressivamente rimosso per mezzo di una benna che agisce all'interno del rivestimento; il cemento è stato gettato a partire dal basso con l'ausilio del tubo getto, e il rivestimento progressivamente rimosso. Gli strumenti dei pali (trasduttori di deformazione e inclinometri) sono stati attaccati alle barre longitudinali di rinforzo, inserite nel foro prima del getto di calcestruzzo.

Le proprietà dei pali e dei materiali che li costituiscono sono indicate in tabella 5.5.

#### Realizzazione della prova.

Sui pali singoli sono state eseguite sei prove di carico assiale e tre prove di carico orizzontale. Le prove orizzontali hanno riguardato uno dei pali battuti e due dei pali trivellati, realizzati secondo le due differenti tecnologie descritte. Le prove di carico orizzontale hanno poi riguardato un gruppo di 6 pali trivellati e un gruppo di 12 pali battuti. Le prove sui pali singoli sono state condotte impiegando martinetti idraulici e utilizzando le piastre di collegamento dei pali in gruppo come strutture di contrasto. Il carico, applicato al livello del piano campagna, è stato misurato mediante celle di carico. Gli spostamenti laterali sono stati misurati mediante trasduttori LVDT.

Nel testo, sono riportati dagli autori i risultati ottenuti realizzando la prova di carico orizzontale sul palo battuto e sul palo trivellato con l'ausilio della bentonite, perché di confronto con quelli del gruppo.

In seguito all'installazione dei pali (tanto quelli battuti quanto quelli trivellati), la maggior parte dei trasduttori di deformazione è risultata danneggiata. Le informazioni dedotte circa il profilo di spostamenti e la distribuzione dei momenti nei pali è stata determinata interamente in base alle letture degli inclinometri.

Item	Bored piles	Driven piles
Pile diameter $D$ (mm)	1,500	Precast 800 outside, 560 inside, with concrete infill
Pile length (m)	34.9	34.0
Cross-sectional area (cm <sup>2</sup> )	17,672	Hollow: 2,564 Solid: 5,027
Concrete compressive strength $f'_c$ (MPa)	27.5	Precast: 78.5 Infill: 20.6
Reinforcement		
Yield stress $f_y$ (MPa)	471	Precast: 1,226 Infill: 471
Steel ratio $\rho_s$	0.025	Precast: 0.03 Infill: 0.0172
Effective prestress transferred to concrete $f_{ce}$ (MPa)	None	8
Intact flexural rigidity $EI$ (GN-m <sup>2</sup> )	6.86	0.79

Tabella 5.5. Caratteristiche meccaniche e geometriche dei pali (da Huang et al., 2001).

#### Risultati e analisi.

Nel corso della prova di carico sul palo trivellato gli autori osservano una brusca variazione di curvatura lungo il fusto a profondità comprese tra 7 e 10 m quando il carico applicato in testa supera il valore di 1462 kN; lo stesso fenomeno viene osservato nel corso della prova di carico sul palo battuto a profondità comprese tra 4,5 e 5 m quando il livello di carico applicato supera il valore di 570 kN. Questo comportamento è connesso molto probabilmente alla fessurazione del calcestruzzo. Gli autori conducono le proprie analisi con il codice di calcolo commerciale LPILE (Reese & Wang, 1993) aggiornando la rigidezza flessionale del palo in funzione del livello di carico secondo le modalità riportate in tabella 5.6.; gli stessi valori di rigidezza flessionale sono stati utilizzati nelle analisi i cui risultati sono riportati nel seguito.



**TABLE 2.** Flexural Rigidity Values Used in Single Pile Analyses

Lateral load (kN)	$7 \text{ m} \leq x \leq 10 \text{ m}$	Rest of pile
(a) $EI$ of B7 (GN-m <sup>2</sup> )		
363	6.86	6.86
814	6.86	6.86
1,148	6.86	6.86
1,462	5.75	6.86
1,903	4.29	6.86
2,943	4.29	6.86
(b) $EI$ of P7 (GN-m <sup>2</sup> )		
265	0.79	0.79
422	0.79	0.79
570	0.14	0.79
736	0.10	0.79
804	0.05	0.79
863	0.02	0.79

Tabella 5.6. Valori di rigidezza flessionale utilizzati nelle analisi sui pali singoli (da Huang et Al., 2001).

Al terreno, in base alle indicazioni, discordanti, ottenute analizzando i dati forniti dalle prove SPT e CPT, si è attribuito un angolo d'attrito medio  $\phi = 33^\circ$ . Il profilo di resistenza adottato nelle analisi è il profilo suggerito da Barton (1982), il modulo di elasticità del terreno calcolato attraverso la corrispondente correlazione assume valori pari a 24000 kN/m<sup>2</sup> e 12900 kN/m<sup>2</sup> nel caso del palo trivellato e del palo battuto rispettivamente.

Nelle figure seguenti sono riportati, per il palo *trivellato* e per il palo *battuto*, i confronti tra i risultati ottenuti con l'analisi numerica e le misure sperimentali in termini di spostamenti in testa e lungo il fusto del palo; i risultati numerici in termini di curve carichi – momenti massimi, invece, sono confrontati con i risultati delle analisi condotte dagli autori con il codice LPILE. Il confronto con le misure sperimentali evidenzia la possibilità di seguire le curve carichi – spostamenti fino al raggiungimento di spostamenti molto elevati pari a  $0,1D$  nel caso del palo di *trivellato* di grande diametro e  $0,375D$  nel caso del palo *battuto* di medio diametro.

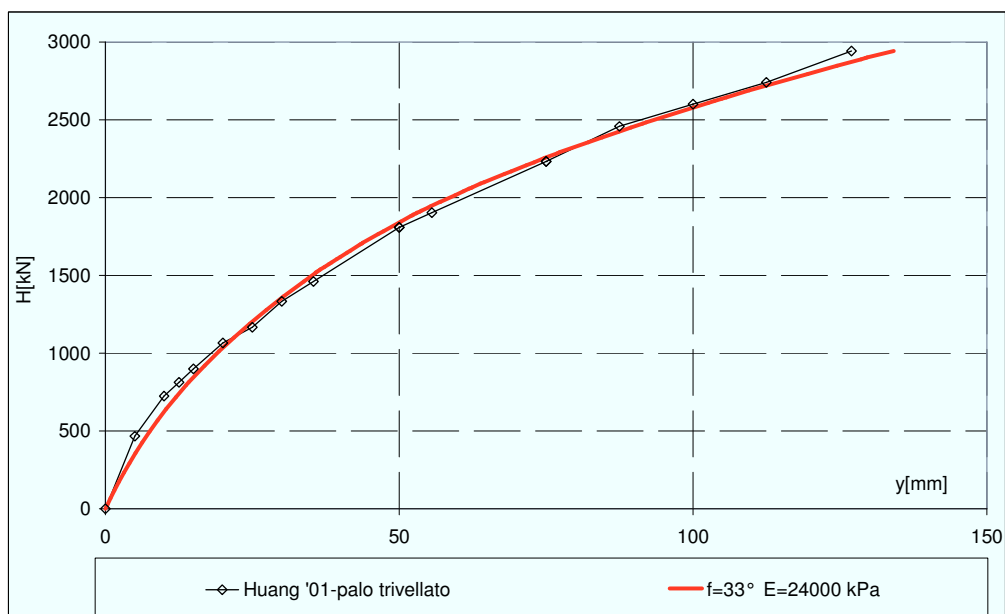


Figura 5.2. Huang et al. (2001), palo *trivellato*: curva carichi – spostamenti.

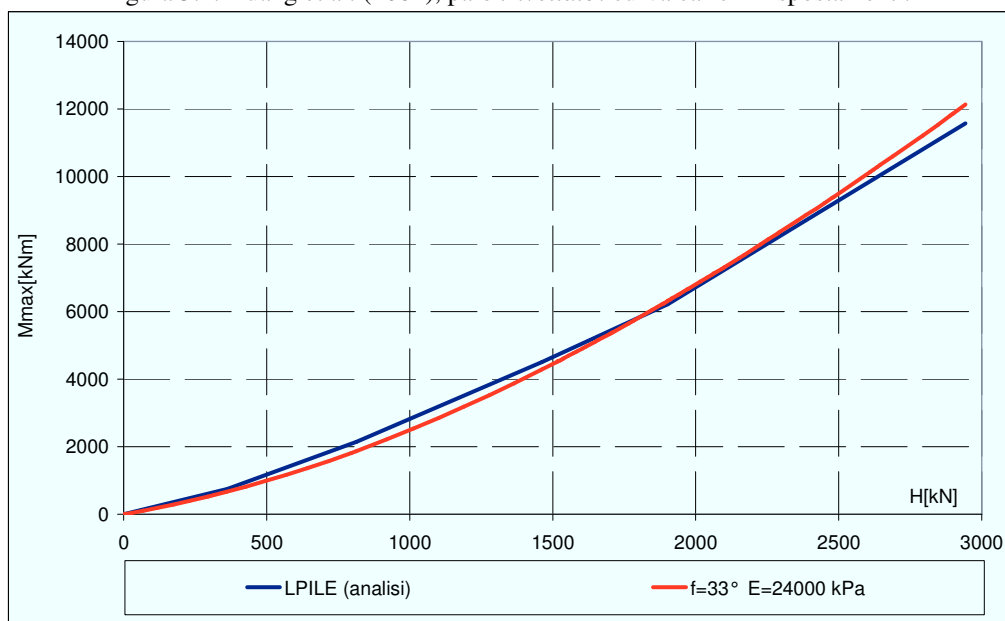


Figura 5.3. Huang et al. (2001), palo *trivellato*: curva carichi – momenti massimi.

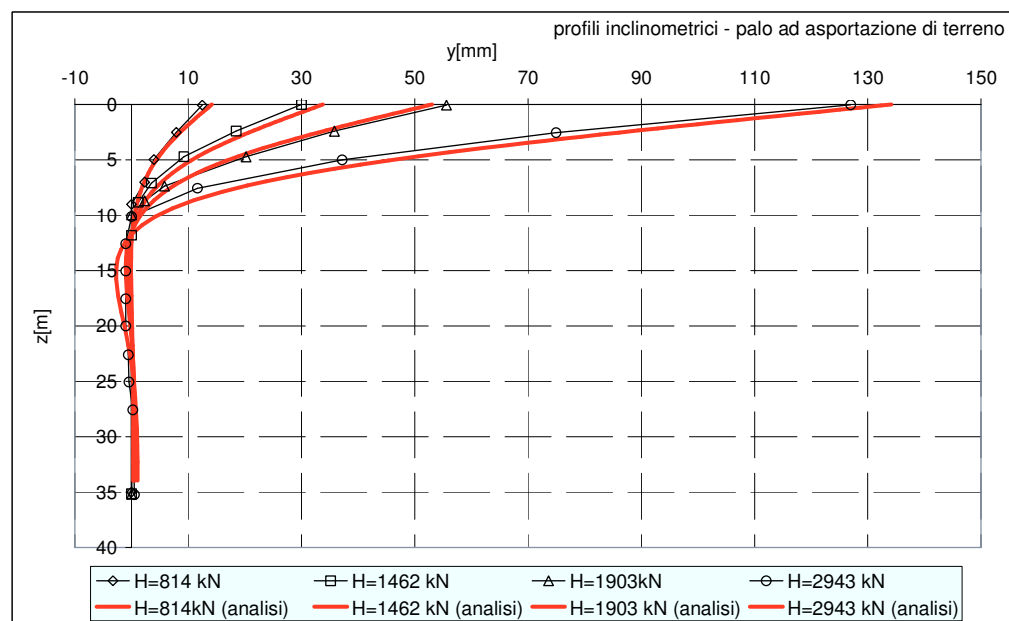


Figura 5.4. Huang et al. (2001), palo *trivellato*: profili di spostamento.

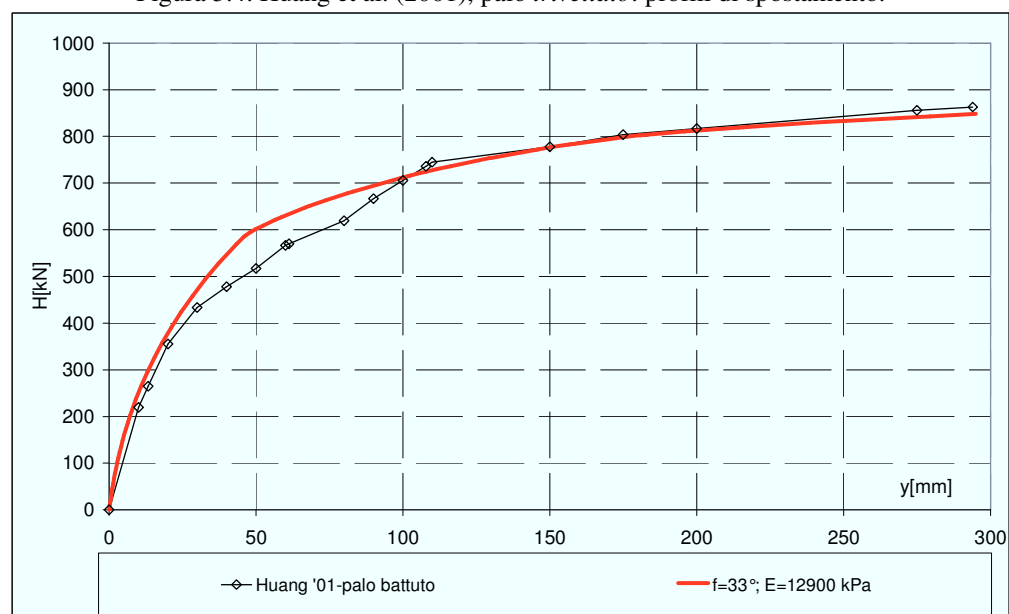


Figura 5.5. Huang et al. (2001), palo *battuto*: curva carichi – spostamenti.

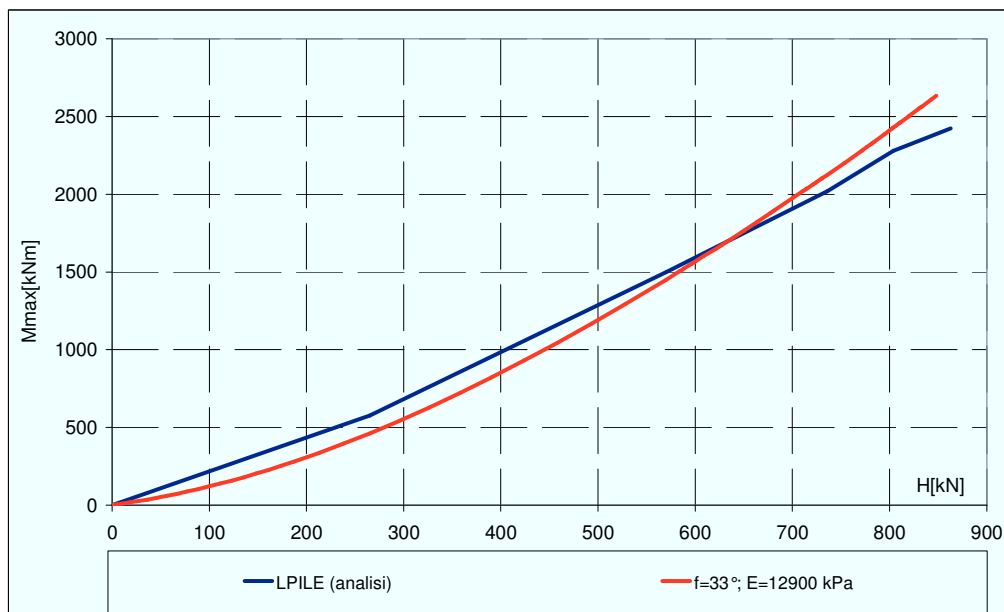


Figura 5.6. Huang et al. (2001), palo *battuto*: curva carichi – momenti massimi.

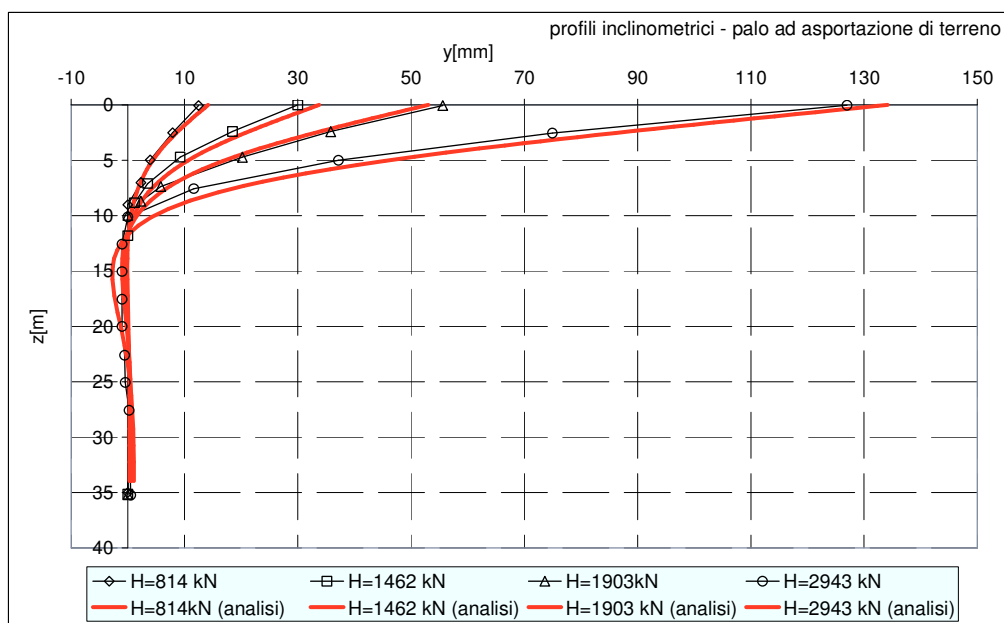


Figura 5.7. Huang et al. (2001), palo *battuto*: profili di spostamento.

### 5.2.2 Ng et Al. (2001)

Gli autori riportano i risultati di quattro prove di carico orizzontale su pali *trivellati* di grande diametro: una su palo singolo e tre su piccoli gruppi, di 2 o 3 pali. Le strutture di collegamento dei gruppi di pali sono a contatto con il terreno ma non sono immerse. In questo paragrafo si dà conto dei risultati ottenuti sul palo singolo.

#### Terreno.

Le prove sono state realizzate ad Hong Kong in tre differenti siti in ciascuno dei quali sono stati eseguiti dei carotaggi e delle prove SPT (figura 5.8).

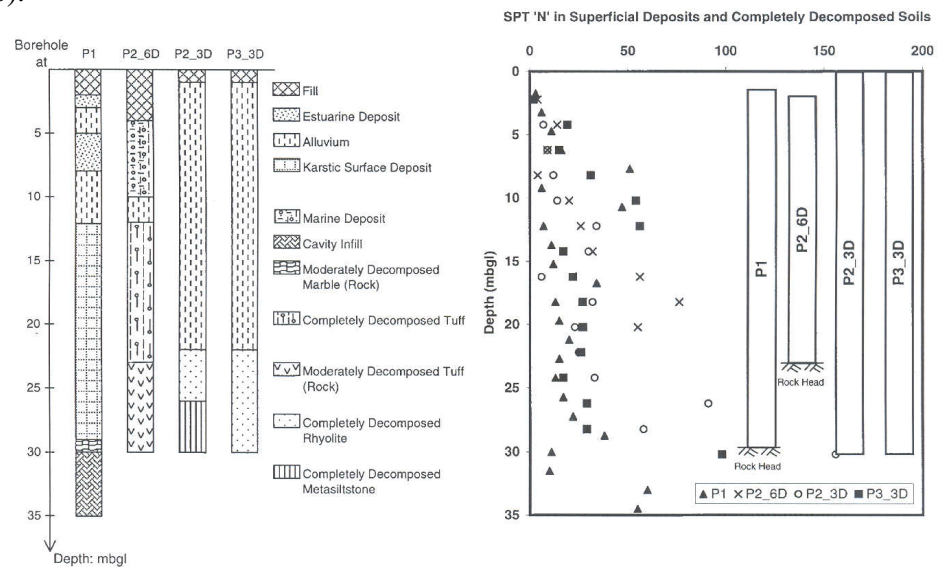


Figura 5.8. Stratigrafia e risultati delle prove SPT (da Ng et al., 2001).

Nel sito in cui è stato realizzato il palo singolo (denominato P1) i sondaggi si estendono a profondità massime di 35 m. Il profilo stratigrafico è alquanto complesso: i primi 5 m sono costituiti da terreni di riporto molto soffici, seguiti da strati alternati di depositi sabbiosi di estuario e depositi alluvionali argillosi (fino a 12 m); questi sono seguiti da uno spesso strato di depositi carbonatici, da sabbiosi ad argillosi. Il numero di colpi della prova SPT è generalmente inferiore a 20, con un significativo incremento a profondità

comprese tra i 7m e 12 m, in corrispondenza del deposito di sabbia di estuario, molto denso. Nella modellazione degli autori i terreni vengono classificati come incoerenti. I valori dei pesi dell'unità di volume dei terreni adottati dagli autori nelle proprie analisi sono:  $\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ .

La falda, al momento della realizzazione delle indagini, è situata ad 1 m di profondità dal piano campagna.

Caratterizzazione del terreno.

I risultati della caratterizzazione dei tre strati di terreno sono riportati in tabella 5.7. Il numero di colpi medio  $(N_1)_{60}$  è normalizzato in funzione dello stato tensionale con la relazione:

$$N_{SPT} = (N_1)_{60} \cdot \left( \frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5} \quad (5.13)$$

La densità relativa è ottenuta con l'espressione di Kulhawy & Maine (1990):

$$D_r (\%) = \left[ \frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} \quad (5.14)$$

Per la determinazione dell'angolo d'attrito, la correlazione empirica suggerita dall'API (1987) è la seguente:

$$\phi = 16D_r^2 + 0,17D_r + 28,4^\circ \quad (5.15)$$

Strato	s [m]	$\sigma'_v$ medio [kPa]	$(N_1)_{60}$ medio	N norm	$\varphi$ [°] Viggiani (1999) DeMello (1971)	$\varphi$ [°] API	Dr $((N_1)_{60})$ [%] Kulhawy & Maine
1	0-7	52	9	12	35	33°(55)	54
2	7-12	109	34	33	45		91
3	>12	159	10	8	30-32	30-32	45

Tabella 5.7. Risultati della caratterizzazione del terreno.

---

In tabella 5.7 sono inoltre riportati i valori di angolo d'attrito desunti dagli abachi di Viggiani(1999) e De Mello(1971). Per il primo strato, il valore di densità relativa è in sostanziale accordo con il valore circa pari a 60% desumibile mediante gli abachi di Gibbs & Holtz (1957); l'influenza delle caratteristiche del secondo strato ai fini della determinazione della risposta del palo è ridotta e verrà trascurato nelle analisi.

#### Pali.

I pali sono realizzati mediante asportazione di terreno (pali *trivellati*); il diametro  $D$  è pari a 1,5 m, le lunghezze variano fra  $21 \div 30$  m. La tecnologia di realizzazione prevede l'installazione di rivestimenti temporanei lungo l'intera lunghezza dei pali; l'escavazione è realizzata all'interno del rivestimento con una benna meccanica. La base del foro è stata ripulita dai detriti con un getto d'aria, quindi sono state calate le gabbie d'armatura; infine, per mezzo di un tubo è stato gettato il calcestruzzo, a partire dal basso, e contemporaneamente è stato estratto il rivestimento. Nella realizzazione del palo singolo P1, è stata rinvenuta la roccia alla quota di 30 m e a quella quota è stata arrestata la realizzazione del palo.

Al termine delle prove di carico, sono stati estratti dai pali dei campioni di calcestruzzo e sottoposti a prove di compressione uniassiale. Il valore del modulo  $E$  per il palo P1 è stato stimato pari a 32,3 GPa, la rigidezza flessionale  $EI$  è pari a 10 GN m<sup>2</sup> per calcestruzzo integro, a 4 GN m<sup>2</sup> per calcestruzzo fessurato. Gli autori non riportano indicazioni sulla percentuale geometrica di armatura longitudinale ma solo sulla resistenza allo snervamento dell'acciaio ( $f_y = 460$  MPa); essi indicano un valore di momento ultimo pari a 11000 kN m.

All'interno dei pali è stata predisposta l'allocazione, in appositi tubi, di due inclinometri; questi sono disposti lungo un diametro del palo, allineato con la direzione della forza. Dei misuratori di spostamenti, inoltre, sono stati disposti in testa al palo.

#### Realizzazione della prova.

Per facilitare l'applicazione del carico, è stato realizzato alla testa del palo singolo P1 un blocco di calcestruzzo alto 1,5 m e di lati 1,8 m x 1,8 m. Le

dimensioni del blocco sono ridotte, comparabili a quelle del diametro del palo, si ritiene quindi che il palo si possa considerare libero di ruotare in testa.

I carichi sono applicati, mediante martinetti idraulici, approssimativamente alla metà del blocco realizzato alla testa del palo e sono misurati con una cella di carico disposta fra il martinetto e il blocco di calcestruzzo. Il carico è applicato in maniera incrementale e mantenuto costante finché gli spostamenti della testa non siano divenuti minori di 0,05 mm in un intervallo temporale di 30 minuti. Il palo singolo è stato sottoposto a quattro cicli di carico e scarico. Il carico è stato applicato con un'eccentricità di 0,75 m.

#### Risultati e analisi.

Le analisi sono state condotte utilizzando la funzione momento - curvatura bilineare riportata in figura 5.9.

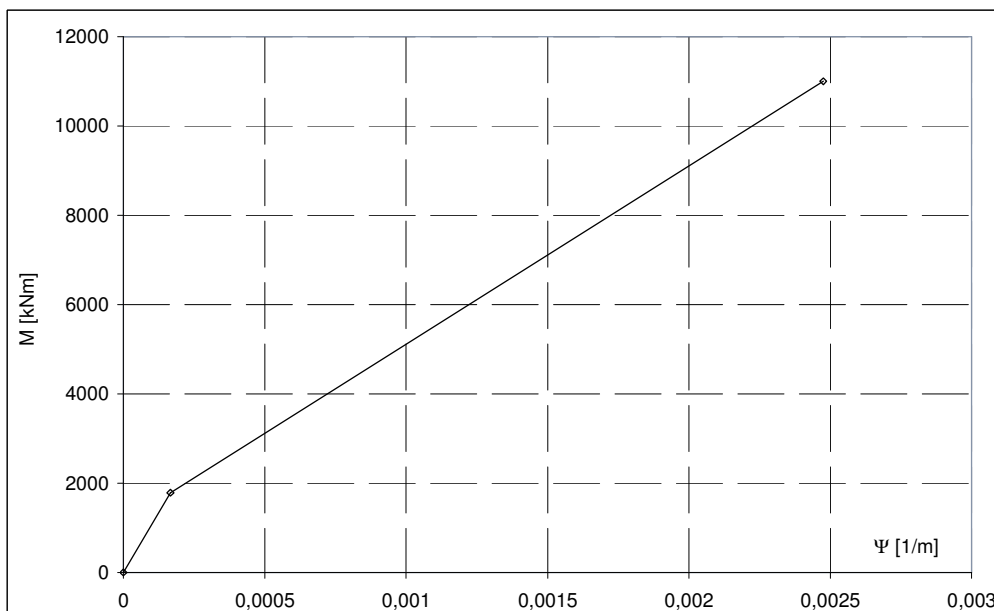


Figura 5.9. Ng et Al.(2001): funzione momento – curvatura adottata nelle analisi.

I dati riportati dagli autori non consentono la determinazione autonoma di una funzione momento curvatura (per l'assenza di informazioni sul valore assunto dalla percentuale geometrica di armatura longitudinale); la funzione riportata in figura 5.9 è stata definita, pertanto, adottando i valori di rigidezza



flessionale  $E_p I_p = 10 \text{ GN m}^2$  ed  $E_p I_p = 4 \text{ GN m}^2$  indicati dagli autori per il palo integro e per il palo fessurato rispettivamente. Allo stesso modo, il momento ultimo  $M_u$  è stato assunto pari a 11000 kNm secondo le indicazioni degli autori. Il valore del momento di fessurazione  $M_f$  è stato ottenuto calcolando in primo luogo, a ritroso, la resistenza a compressione del calcestruzzo attraverso l'espressione:

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad (5.16)$$

a partire dal valore noto di  $E_c$  pari a 32,3 GPa. Noto il valore di  $f'_c$  la resistenza a trazione per flessione  $f'_t$  è stata calcolata con l'espressione:

$$f'_t = 0,75\sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad (5.17)$$

In ultimo il momento di fessurazione è stato calcolato con l'espressione di *Navier* :

$$f'_t = \frac{M_f}{I_g} r \quad [MPa] \quad (5.18)$$

In cui  $r$  è il raggio del palo e  $I_g$  rappresenta il momento d'inerzia della sezione integra. Si ottiene  $M_f = 1785,7 \text{ kNm}$ .

Nelle analisi è stato considerato il solo strato di terreno superficiale. I risultati riportati nelle figure 5.10, 5.11 e 5.12 fanno riferimento ad una prima analisi condotta considerando un angolo d'attrito  $\phi = 34^\circ$  adottando il profilo di pressione limite suggerito da Barton (1982) ed un modulo di elasticità  $E_s$  calcolato con la corrispondente correlazione pari a  $31500 \text{ kN/m}^2$ . I risultati riportati nelle figure 5.13, 5.14 e 5.15 fanno riferimento a due analisi condotte considerando due valori distinti di angolo d'attrito  $\phi = 34^\circ$  e  $\phi = 36^\circ$ ; in tali analisi è stato adottato un profilo di resistenza alla Fleming et Al.(1985) e valori del modulo di elasticità  $E_s$  del terreno, calcolati con la corrispondente correlazione, pari nei due casi a  $46200 \text{ kN/m}^2$  e  $51150 \text{ kN/m}^2$  rispettivamente.

La previsione degli spostamenti è ottima fino a valori di  $y/D$  pari a 0,08.

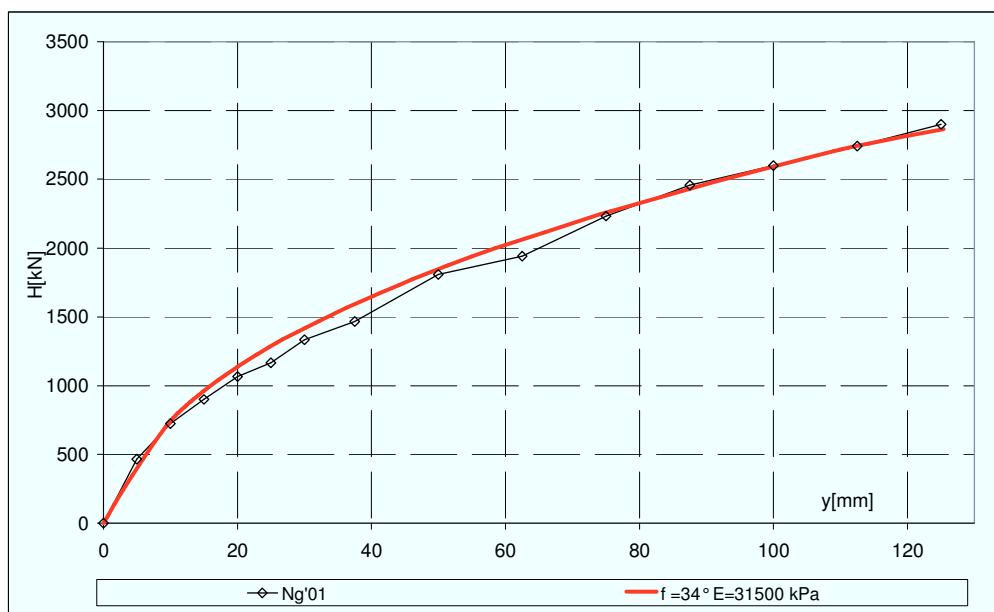


Figura 5.10. Ng et al. (2001): curva carichi – spostamenti (Barton, 1982).

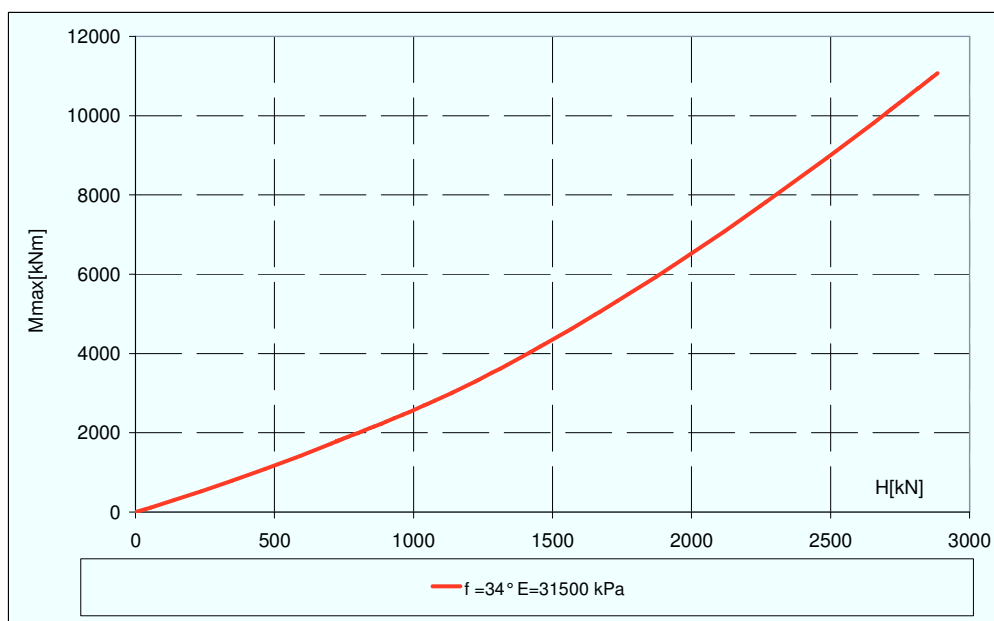


Figura 5.11. Ng et al. (2001): curva carichi – momenti massimi (Barton, 1982).

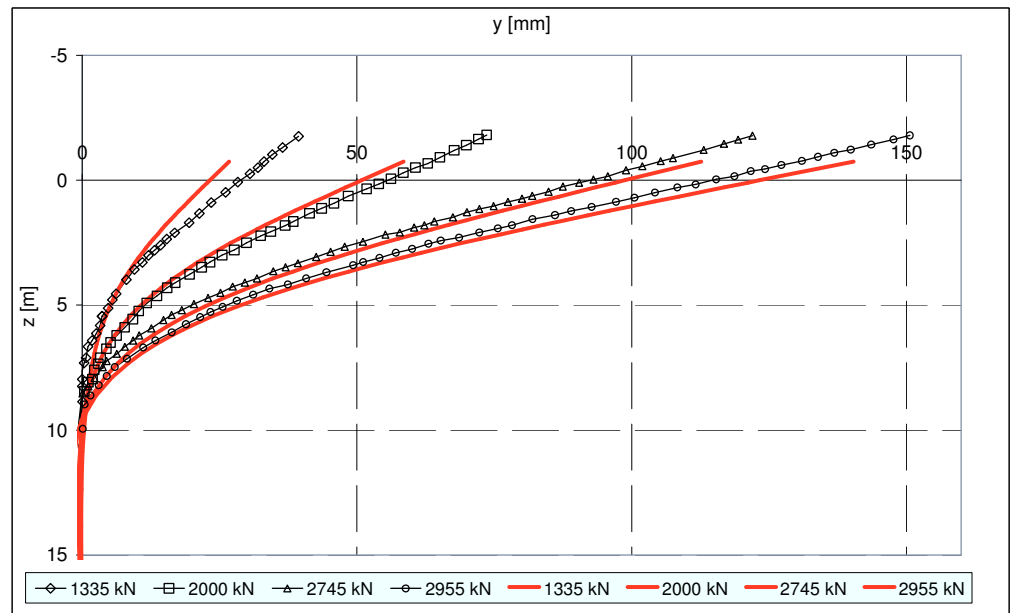


Figura 5.12. Ng et al. (2001): profili di spostamento (Barton, 1982).

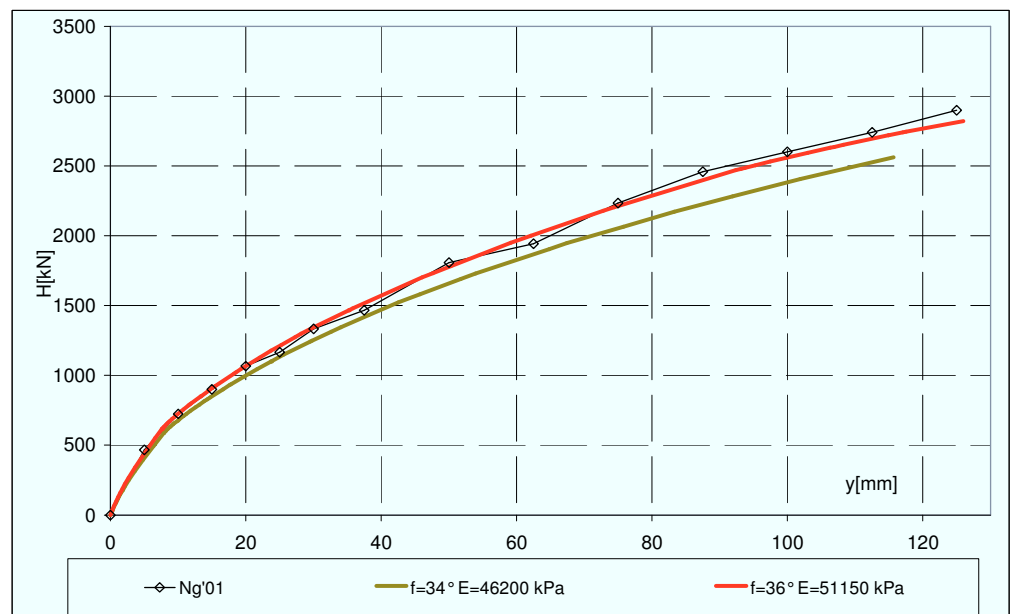


Figura 5.13. Ng et al. (2001): curva carichi – spostamenti (Fleming, 1985).

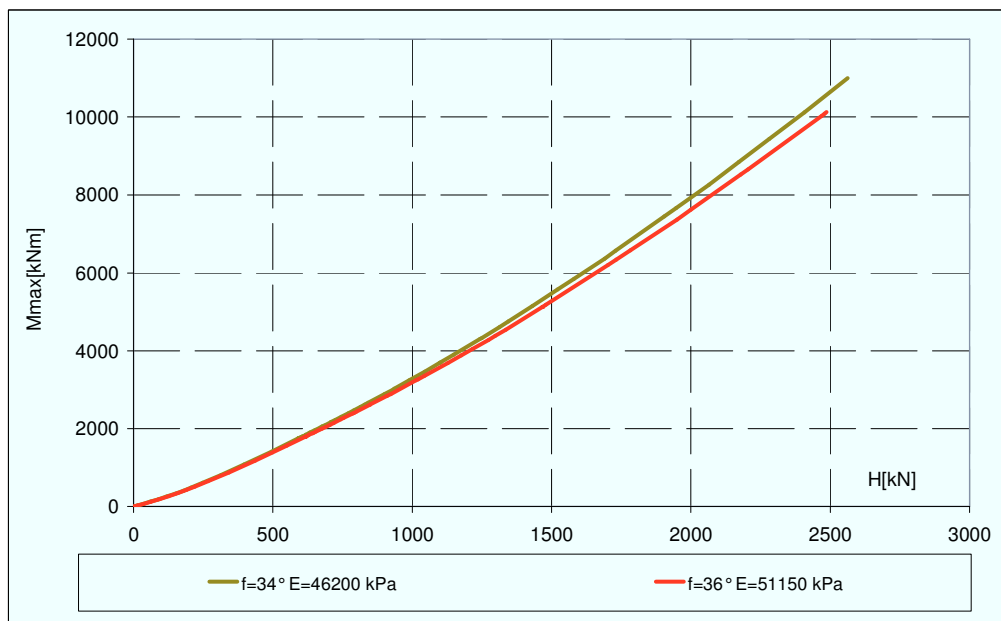


Figura 5.14. Ng et al. (2001): curva carichi – momenti massimi (Fleming, 1985).

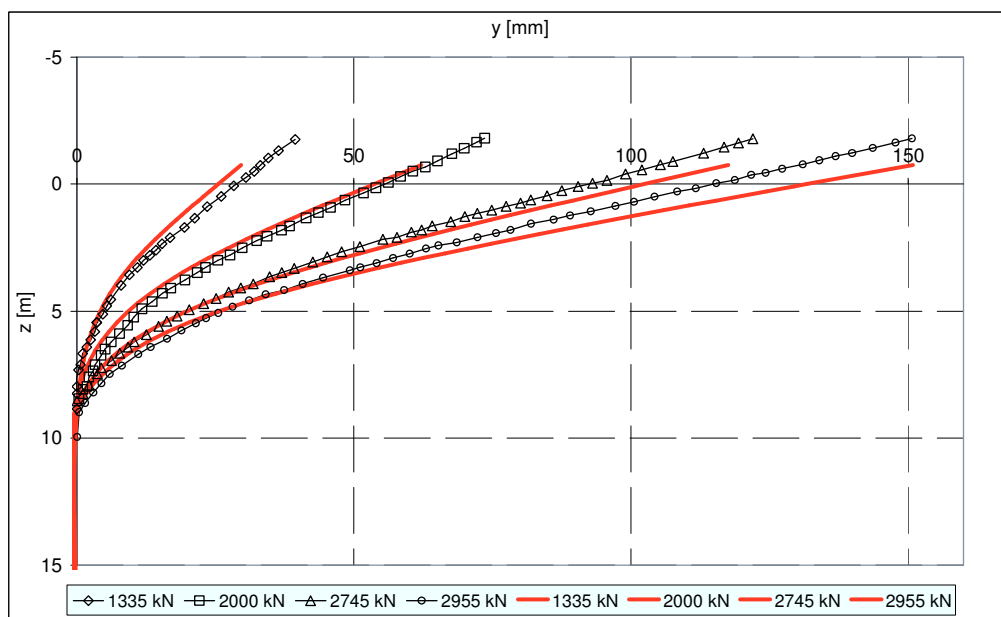


Figura 5.15. Ng et al. (2001): profili di spostamento (Fleming, 1985).

### 5.2.3 Price & Wardle (1987)

I risultati della prova di carico sono tratti da Reese & Van Impe (2001).

#### Terreno

Le caratteristiche del terreno sono riportate, così come descritte dagli autori della prova, in tabella 5.8. Il terreno risulta costituito dalla successione di quattro strati (esclusi i primi 30 cm di riporto): 1) ghiaia sabbiosa densa fino a 3,5 m di profondità; 2) sabbia grossa e ghiaia fino a 6,5 m di profondità; 3) arenaria debolmente cementata, fino a 9,5 m; 4) arenaria altamente alterata fino alla base del palo. Per ciascuno degli strati, è riportato il numero medio di colpi della prova SPT, il peso dell'unità di volume, il valore dell'angolo d'attrito.

Depth	Description	$N_{SPT}$	Unit weight	Friction angle
m			kN/m <sup>3</sup>	degrees
0-0.36	Fill	18	—	—
0.36-3.5	Dense sandy gravel	≈65	21.5	43
3.5-6.5	Coarse sand and gravel	30	9.7	37
6.5-9.5	Weakly cemented sandstone	≈61	11.7	43
9.5-	Highly weathered sandstone	≈140	—	—

Tabella 5.8. Stratigrafia e proprietà del terreno relativi alla prova di Price & Wardle, 1987 (da Reese & Van Impe, 2001).

#### Palo

Il palo è realizzato mediante asportazione di terreno, esso ha un diametro pari a 1,5 m e una lunghezza di 12,5 m. L'armatura longitudinale è costituita da 36 barre circolari, del diametro di 50 mm, disposte lungo una circonferenza interna dal diametro di 1,3 m. La tensione di snervamento dell'acciaio delle armature è di 425 N/mm<sup>2</sup>; la resistenza allo schiacciamento di un provino cubico di calcestruzzo è di 49,75 N/mm<sup>2</sup>. In base a questi dati gli autori

calcolano, assumendo un valore di deformazione ultima del calcestruzzo  $\varepsilon_{cu}=0,3\%$ , un valore di momento flettente ultimo  $M_{ult} = 15900 \text{ kN m}$ .

#### Realizzazione della prova

I pali sono stati strumentati per la lettura dei momenti flettenti. La forza è applicata con un'eccentricità di 0,9 m dal piano campagna. Ciascun livello di carico è stato mantenuto costante fintantoché lo spostamento misurato non risulta inferiore a 0,05 mm in un intervallo di 30 minuti.

#### Risultati e analisi.

In figura 5.16 si riporta la funzione momento - curvatura bilineare utilizzata nelle analisi, definita sulla base delle informazioni fornite dagli autori.

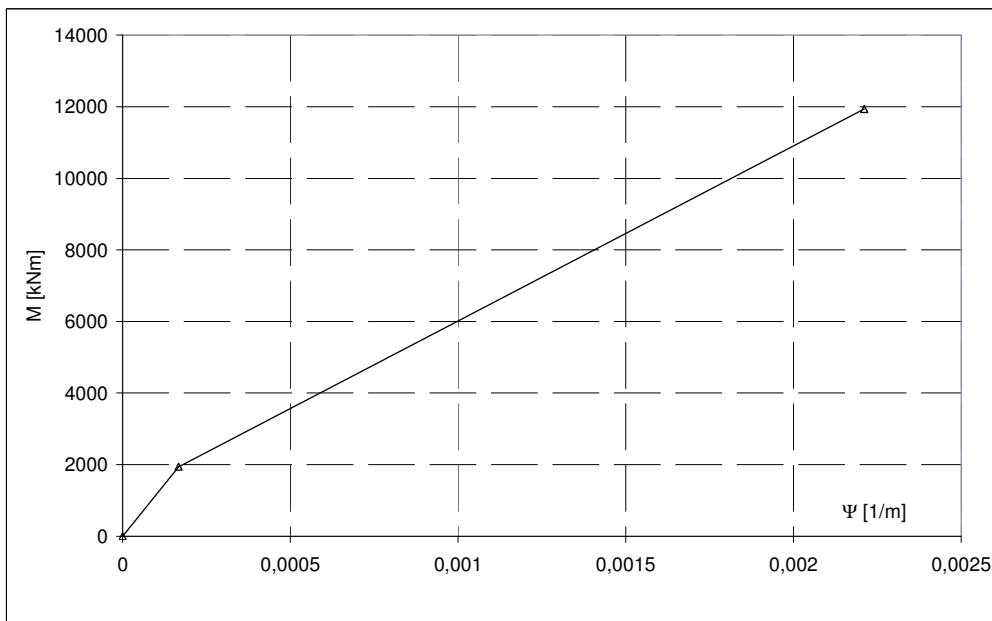


Figura 5.16 Price & Wardle (1987): funzione momento – curvatura utilizzata nell' analisi.

In tabella 5.9 si riportano i valori calcolati del momento di fessurazione  $M_f$ , del momento di primo snervamento  $M_y$  e i valori di rigidezza flessionale  $(E_p I_p)_1$  per il palo integro e  $(E_p I_p)_2$  per il palo fessurato (rigidezza flessionale tangente).

$M_f$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$(E_p I_p)_1$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(E_p I_p)_2$ [kNm <sup>2</sup> ]
1941,65	13134,5	11662963	4941067

Tabella 5.9. Price & Wardle (1987). Valori di momento flettente e rigidezza flessionale utilizzati nell'analisi.

Nell'analisi il terreno è stato considerato omogeneo, ad esso è stato assegnato un angolo d'attrito  $\phi=43^\circ$ . È stato considerato il profilo di resistenza suggerito da Barton (1982) e il modulo di elasticità  $E_s$  del terreno è stato posto pari a 73000 kPa in base alla corrispondente correlazione.

Il confronto tra le previsioni numeriche e i risultati sperimentali evidenzia la possibilità di prevedere in modo soddisfacente gli spostamenti in testa del palo fino a valori pari a  $0,03D$ ; le misure di momento flettente massimo indicano, in corrispondenza di tale valore di spostamento, un momento flettente massimo di 8700 kNm pari a circa il 70% del momento di primo snervamento della sezione. Anche la previsione dei momenti flettenti massimi può ritenersi soddisfacente.

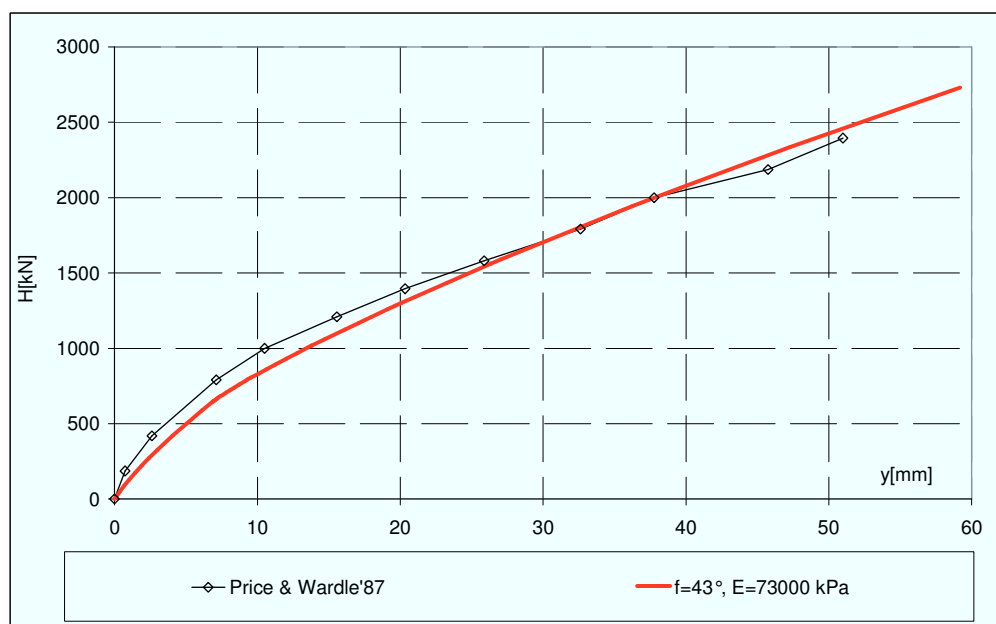


Figura 5.17. Price & Wardle (1987): curve carichi – spostamenti.



Figura 5.18. Price & Wardle (1987): curve carichi – momenti massimi.

#### 5.2.4 Collotta et Al. (1989)

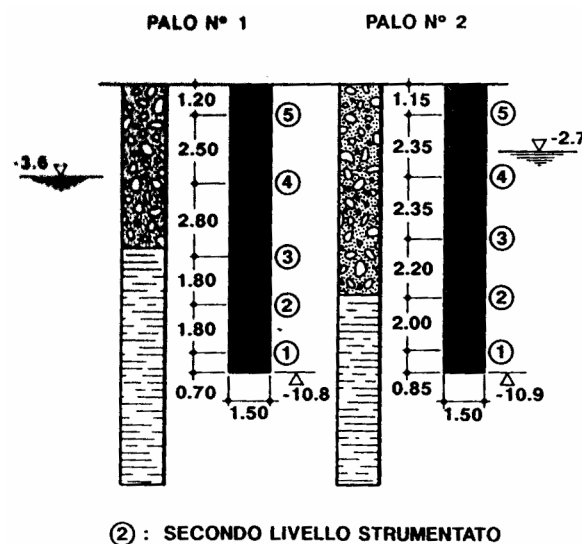
Gli autori riportano i risultati di prove di carico orizzontale condotte su due pali trivellati di grande diametro nell'ambito delle attività di progettazione di attraversamenti fluviali previsti lungo il tracciato di un importante acquedotto del Sud Italia.

##### Terreno

I terreni di fondazione sono costituiti da due formazioni distinte: una formazione superficiale di ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa molto addensate (alluvioni fluviali) sovrastante una formazione di base costituita da argille marnose. Lo spessore della formazione superficiale è pari a circa 6,5 m e 8 m in corrispondenza dei pali di prova n°1 e n°2 rispettivamente. Il livello del pelo libero della falda è stato riscontrato alle profondità di 3,6 m e 2,7 m



dal piano campagna per i pali n°1 e n°2 rispettivamente. Le caratteristiche fisiche e meccaniche dello strato superficiale sono state individuate mediante l'esecuzione di prove SPT in foro di sondaggio e mediante analisi di laboratorio su campioni rimaneggiati; per quanto riguarda la formazione di base sono state condotte prove di laboratorio su campioni cubici prelevati nella fase di scavo dei pali. Gli autori non riportano i risultati delle indagini ma forniscono i parametri geotecnici associati alle due formazioni. La formazione superficiale è caratterizzata da un peso per unità di volume pari a  $21\text{-}22 \text{ kN/m}^3$ ; il valore del numero di colpi  $N_{\text{SPT}}$  è pari a 70-80, la densità relativa è maggiore del 90% e l'angolo d'attrito è compreso tra  $43^\circ$  e  $45^\circ$ . La formazione di base è caratterizzata da un peso per unità di volume pari a  $22\text{-}23 \text{ kN/m}^3$ ; il contenuto d'acqua è compreso nell'intervallo 8-11%; il limite di liquidità è compreso nell'intervallo 28-32%; l'indice di plasticità è compreso nell'intervallo 12-15%; il valore del numero di colpi  $N_{\text{SPT}}$  è pari a 80, gli autori indicano infine valori di coesione non drenata pari a 600-800 kPa.



IG.1 - POSIZIONE LIVELLI STRUMENTATI

Figura 5.19. Profili startigrafici e posizione dei livelli strumentati (da Collotta et Al.1979)

Pali.

I pali hanno un diametro di 1,5 m e lunghezza pari a circa 11 m. L'armatura longitudinale è costituita in entrambi i casi da 11 barre del diametro di 30 mm

---

più 11 barre del diametro di 20 mm in acciaio Feb 44K; l'armatura trasversale è costituita da una spirale del diametro di 10 mm disposta con passo pari a 30 cm; la resistenza caratteristica  $R_{ck}$  del calcestruzzo adottato è pari a 31,5 MPa e 35 MPa per i pali di prova n°1 e n°2 rispettivamente. Lo scavo dei pali è stato eseguito con benna mordente e scalpello adottando un tubo forma con funzione di sostegno delle pareti del foro nel tratto interessato dalla formazione alluvionale. L'adozione del tubo forma intestato nella formazione di base ha inoltre evitato la filtrazione delle acque presenti consentendo così lo scavo a secco nella formazione di base ed il prelievo all'interno della perforazione di campioni cubici della formazione stessa. In considerazione della metodologia operativa adottata nonché del notevole grado di addensamento dei terreni attraversati si può ragionevolmente ritenere che i diametri dei pali di prova siano coincidenti con quelli nominali.

#### Strumentazione e realizzazione della prova

Al fine di misurare la distribuzione delle curvature e quindi i momenti flettenti i pali sono strumentati con barrette estensimetriche a ponte intero fissate alle barre di armatura e disposte su 5 livelli a quote diverse in numero di due per ogni livello strumentato (figura 5.19). Sulla testa dei pali è stato realizzato un dado di contrasto per consentire l'applicazione del carico orizzontale, due misuratori di livello sono poi stati posti all'estradosso di tale dado al fine di misurarne la rotazione nel piano verticale di spinta; gli spostamenti orizzontali e verticali sono stati misurati mediante tre comparatori centesimali. I carichi di prova sono stati applicati, con una eccentricità pari a 0,5 m, mediante martinetto idraulico avente 1.5 MN di fondo scala che trova contrasto in una zavorra costituita da blocchi di calcestruzzo per un peso complessivo di 2 MN. Le procedure di carico (gradini e tempi di mantenimento del carico) sono conformi alla norma ASTM D3966-81 (punto 6.1 e punto 6.2).

Sono riportate le curve carico spostamento e carico rotazione in testa: gli spostamenti orizzontali sono stati ricavati dalle letture ai comparatori centesimali; i valori delle rotazioni sono stati ricavati dividendo lo spostamento relativo fra due livellometri per la loro distanza.

### Risultati e analisi.

I pali n°1 e n°2 sono identici a meno della leggera differenza nel valore caratteristico di resistenza a compressione  $R_{ck}$  del calcestruzzo; ciò comporta delle differenze trascurabili tra le corrispondenti funzioni momento-curvatura e quindi in termini di rigidezze flessionali adottate nell'analisi.

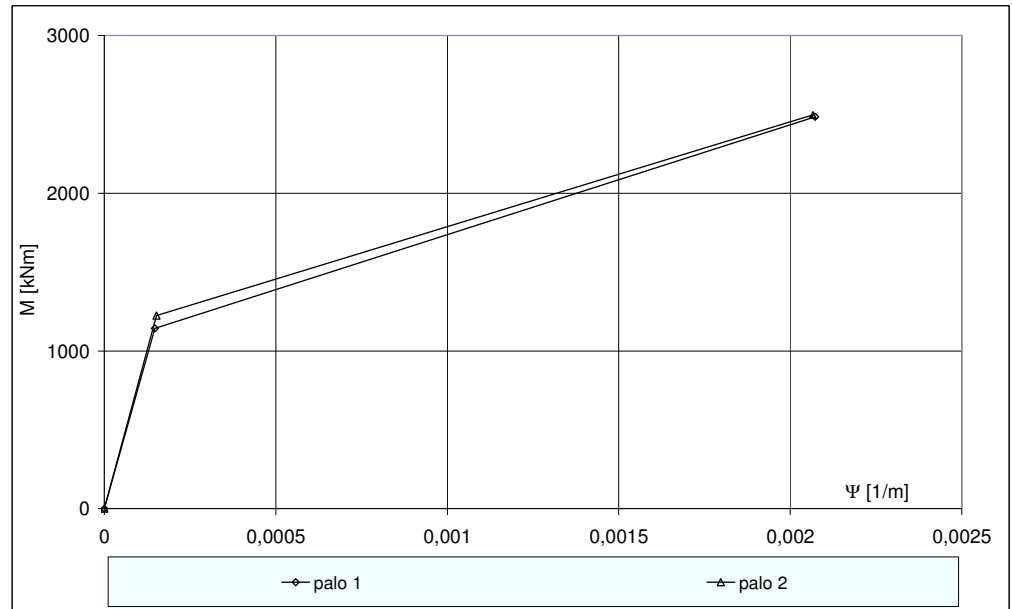


Figura 5.20. Collotta et Al.(1979): funzioni momento-curvatura utilizzate nelle analisi.

Palo	$M_f$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$(E_p I_p)_1$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(E_p I_p)_{2t}$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(E_p I_p)_{2s}$ [kNm <sup>2</sup> ]
1 (calcolo)	1144,6	2485,4	7800000	700000	1200000
2 (calcolo)	1224,3	2496,4	8000000	650000	1200000
1 (autori)	1100	-	7900000	-	1150000
2 (autori)	1100	-	8500000	-	1150000

Tabella 5.10. Collotta et Al.(1979).Valori di momento flettente e rigidezza flessionale utilizzati nell'analisi.

In tabella 5.10 sono riportati i valori calcolati del momento di fessurazione  $M_f$  e del momento di primo snervamento  $M_y$ ; sono riportati altresì i valori di

---

rigidezza flessionale  $(E_p I_p)_1$  per il palo integro e  $(E_p I_p)_2$  per il palo fessurato (valore tangente  $(E_p I_p)_{2t}$  utilizzato nelle analisi e valore secante  $(E_p I_p)_{2s}$  definito come rapporto  $M_y/\Psi_y$  tra il momento flettente e la curvatura in condizioni di primo snervamento dell'acciaio). I valori calcolati sono confrontati con i corrispondenti valori utilizzati dagli autori nelle proprie analisi.

Si considera il terreno omogeneo caratterizzato da un valore di angolo d'attrito  $\phi$  medio pari a  $44^\circ$ . Si riportano le previsioni ottenute con i profili di resistenza suggeriti Barton (1982) e Fleming et Al.(1985) impiegando i moduli di elasticità del terreno  $E_s$  ottenuti con le corrispondenti correlazioni.

Impiegando il profilo di resistenza suggerito da Barton (1982) il modulo di elasticità  $E_s$  previsto dalla corrispondente correlazione è pari 87500 kPa per il palo n°1 e 81000 kPa per il palo n°2 in conseguenza della leggera variazione di stato tensionale nei primi 5 diametri di profondità dovuta alla differente posizione del pelo libero della falda. Impiegando un profilo di resistenza alla Fleming et Al.(1985), per lo stesso motivo, il modulo di elasticità  $E_s$  assume valori leggermente differenti per i pali di prova n°1 e n°2 pari rispettivamente a 105000 kPa e 97500 kPa.

In questo caso un profilo di resistenza alla Fleming et Al.(1985) consente di ottenere una migliore previsione dei risultati sperimentali sia in termini di momenti flettenti massimi sia in termini di spostamenti e rotazioni della testa del palo. Adottando un profilo di resistenza alla Barton (1982) non si ottiene una buona previsione in termini di momenti flettenti massimi: in particolare i momenti massimi sono sottostimati e il palo non si fessura, come dovrebbe, in corrispondenza di  $H=550$  kN. Per tale motivo non si ottiene una buona previsione degli spostamenti e delle rotazioni della testa del palo. Al contrario, adottando un profilo di resistenza alla Fleming et Al.(1985), migliorano notevolmente le previsioni di momento flettente: riducendo i valori di pressione limite nei primi due diametri di profondità si induce la fessurazione del palo in corrispondenza di  $H=550$  kN, questo consente di ottenere una migliore previsione degli spostamenti e delle rotazioni della testa del palo. Il livello massimo di spostamento raggiunto nella prova è circa pari a  $0,01D$ , un valore molto basso se confrontato con i valori di spostamento massimo raggiunti in tutte le altre prove di carico in terreni incoerenti considerate.

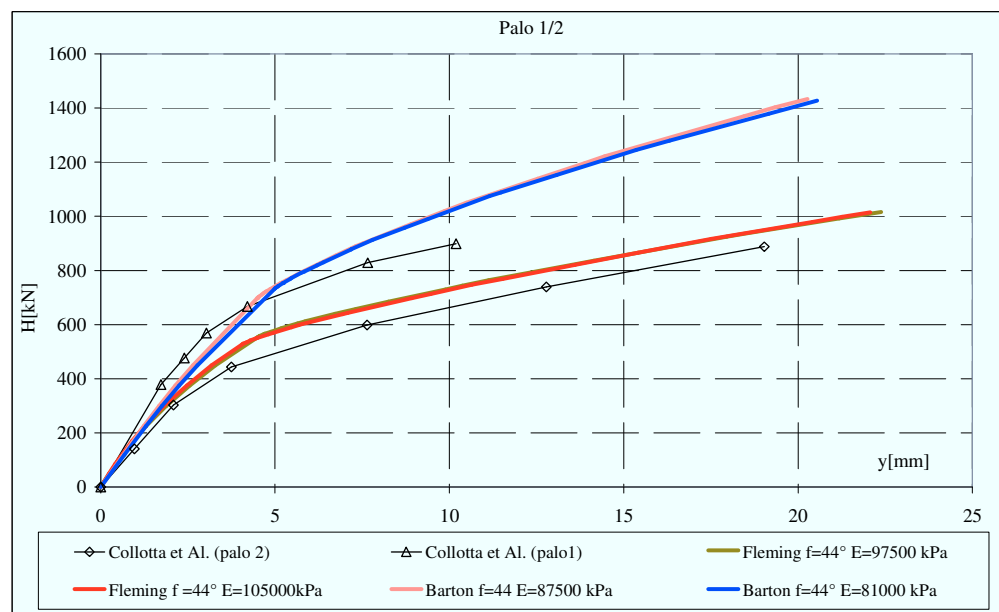


Figura 5.21. Collotta et Al. (1989): curve carichi – spostamenti.

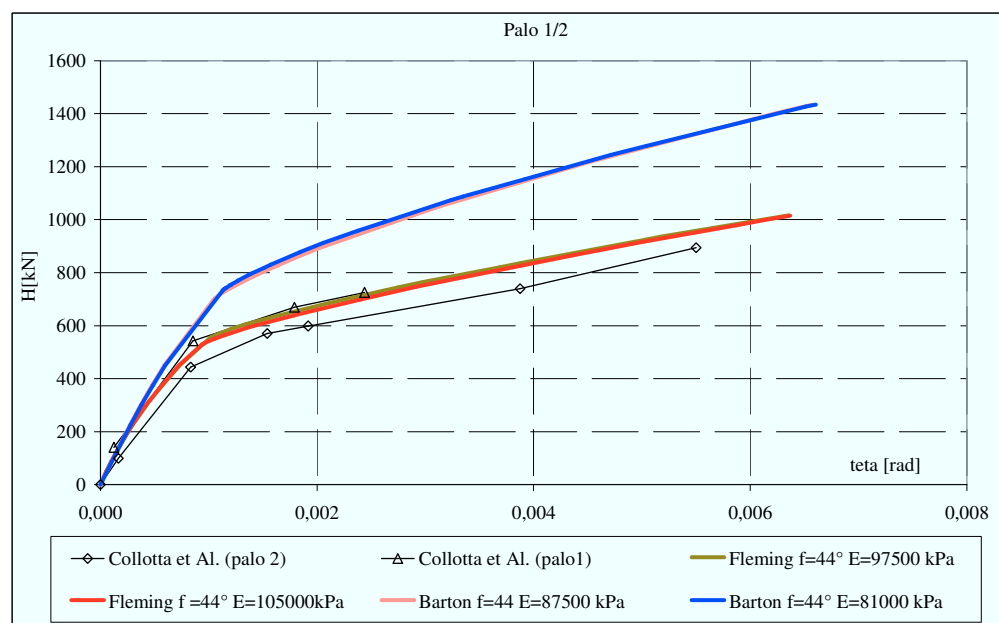


Figura 5.22. Collotta et Al. (1989): curve carichi – rotazioni.

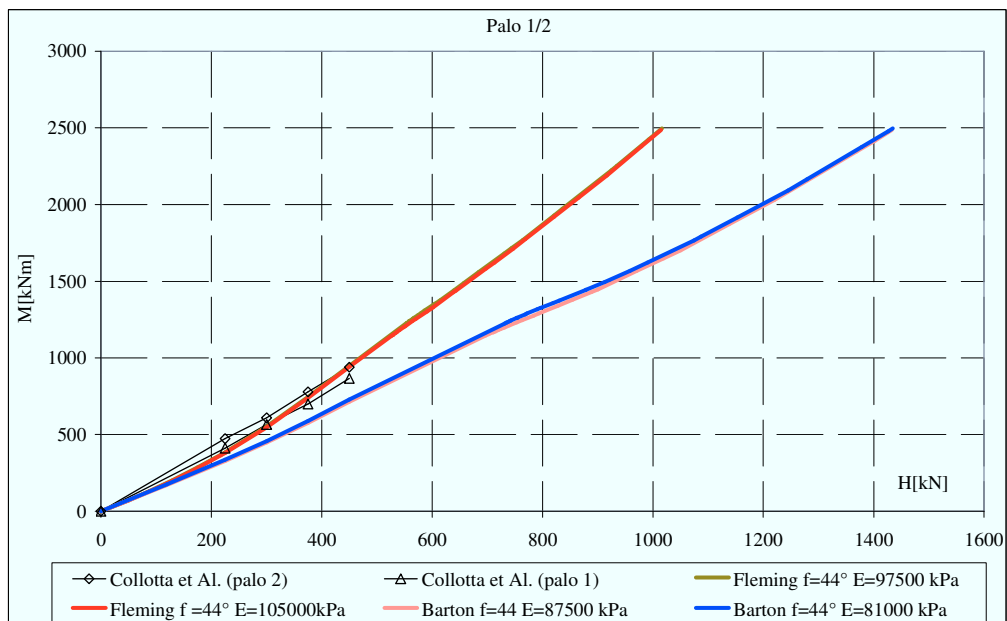


Figura 5.23. Collotta et Al. (1989): curve carichi – momenti massimi.

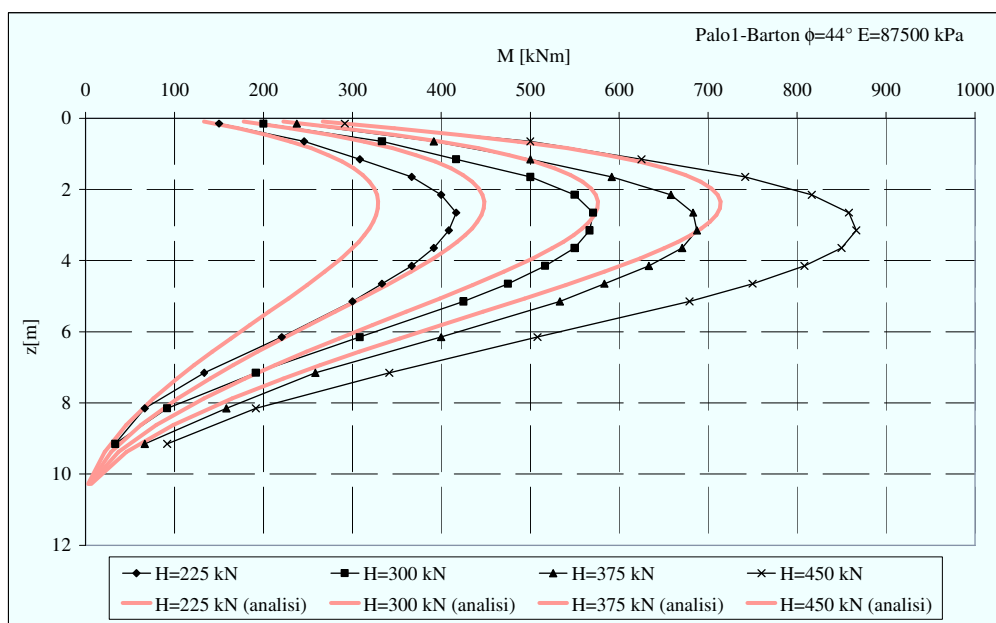


Figura 5.24. Collotta et Al. (1989): profili di momento flettente (Palo n°1; Barton,1982).

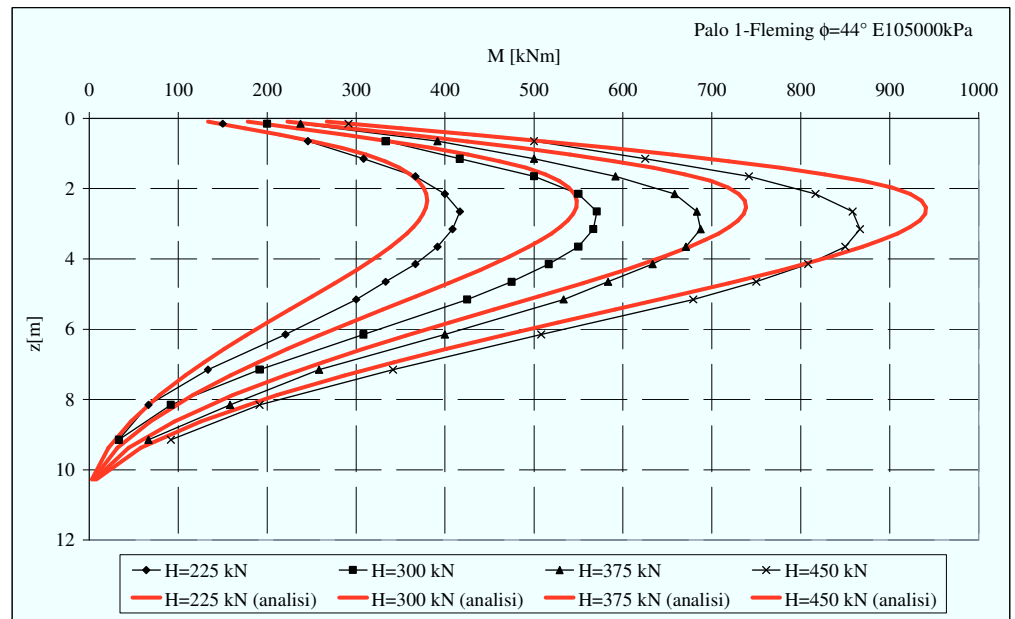


Figura 5.25. Collotta et Al. (1989): profili di momento flettente (Palo n°1; Fleming,1985).

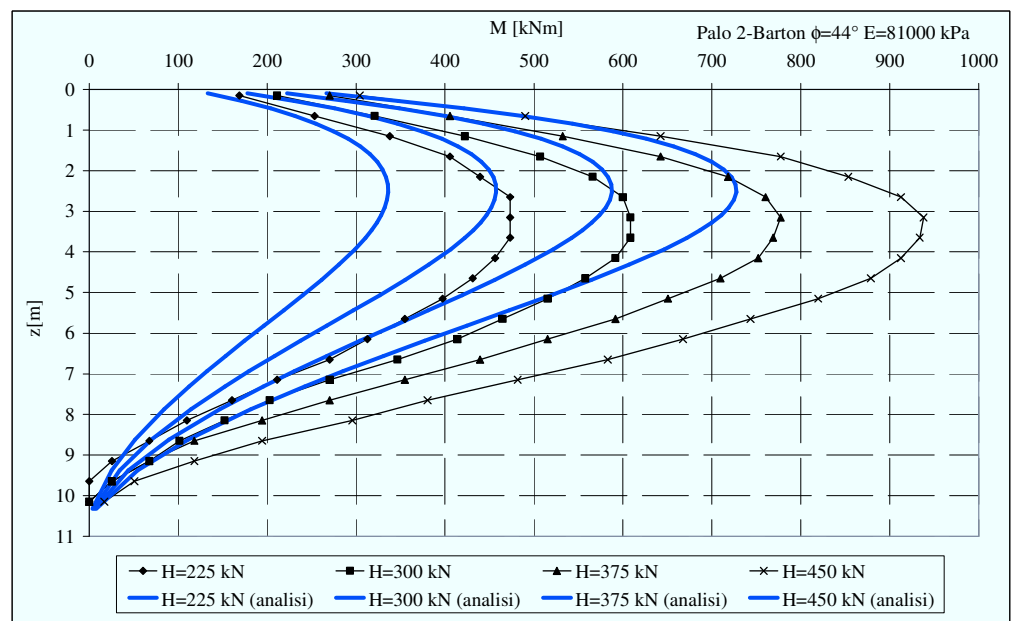


Figura 5.26. Collotta et Al. (1989): profili di momento flettente (Palo n°2; Barton,1982).

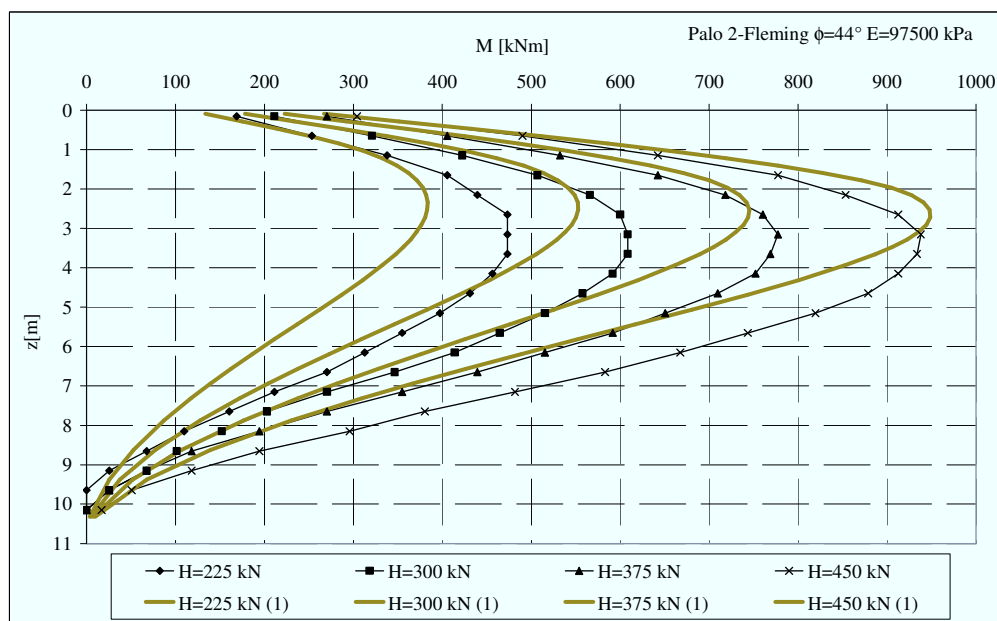


Figura 5.27. Collotta et Al. (1989): profili di momento flettente (Palo n°2; Fleming, 1985).

### 5.2.5 Ruesta & Townsend (1997)

In occasione dei lavori di ripristino del *Roosevelt Bridge* in Florida sono state condotte prove di carico orizzontale su due gruppi di 16 pali disposti secondo uno schema 4x4 e, a fini di confronto, su un palo singolo. Entrambi i gruppi sono costituiti da pali realizzati mediante spostamento di terreno (*pali battuti*), essi differiscono per la condizione di vincolo: l'uno è costituito da pali liberi di ruotare in testa, l'altro da pali impediti di ruotare. Nel seguito si dà conto dei risultati ottenuti con la prova di carico sul palo singolo.

Terreno.

Il terreno è caratterizzato dalla presenza di due ben definiti strati: uno, superficiale, costituito da sabbie fini sciolte; l'altro, più profondo, costituito da sabbie parzialmente cementate e difficilmente penetrabili. Lo strato superiore ha uno spessore variabile fra i 3,0 ÷ 4,5 m, quello inferiore si estende a quote



superiori alla lunghezza dei pali. La quota della falda è posta a circa 2 m al di sopra del piano campagna. La stratigrafia del sito è riportata in figura 5.28.

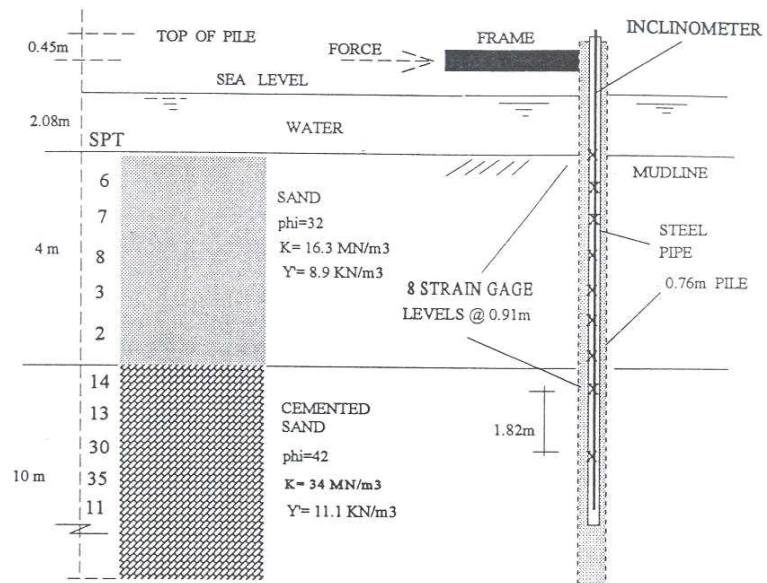


Figura 5.28. Stratigrafia e palo di prova (da Ruesta & Townsend, 1997).

Sono state realizzate diverse tipologie di prove, sia prima che dopo la battitura dei pali: prove penetrometriche statiche (CPT), penetrometriche dinamiche (SPT), dilatometriche (DMT), pressiometriche (PMT). In genere, i risultati delle prove eseguite dopo la battitura dei pali, all'interno del perimetro del gruppo, forniscono valori dei parametri di risposta più elevati nelle sabbie sciolte, e sostanzialmente indifferenziati in quelle cementate. Nelle sabbie sciolte, in particolare, i valori di resistenza alla punta  $q_c$  ottenuti nel corso delle prove CPT risultano 3 ÷ 4 volte superiori a quelli ottenuti realizzando le prove nel terreno vergine; allo stesso modo, le prove dilatometriche condotte dopo la battitura dei pali forniscono valori del modulo dilatometrico  $E_d$  2÷3 volte superiori e valori dell'indice di sforzo laterale  $K_d$  4÷5 volte superiori rispetto ai corrispondenti valori ottenuti prima della battitura dei pali; infine, il modulo pressiometrico  $E_m$  e il valore limite di pressione  $P_l$  ottenuti nel corso delle prove pressiometriche risultano 5÷8 volte

superiori ai corrispondenti valori ottenuti prima della battitura dei pali. Nello strato di terreno inferiore costituito dalle sabbie cementate i corrispondenti incrementi non superano il valore di 1,5.

In base ai risultati delle prove, gli autori hanno stimato un valore di angolo d'attrito per lo strato superiore di sabbie fini debolmente limose, contenenti occasionali intrusioni di frammenti organici, variabile fra  $30 \div 38^\circ$ .

Il sottostante strato di sabbie fini parzialmente cementate, includente strati discontinui di calcare sabbioso da debolmente cementato a cementato, ha un valore di angolo d'attrito stimato fra i  $40 \div 46^\circ$ . Gli autori forniscono i valori dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti i due strati presenti in sito:  $\gamma' = 8,9 \text{ kN/m}^3$  per lo strato di sabbie fini sciolte,  $\gamma' = 11,1 \text{ kN/m}^3$  per lo strato di sabbie cementate.

Caratterizzazione del terreno.

Il valore di densità relativa del primo strato è ottenibile normalizzando il numero di colpi e riconducendosi all' $(N_1)_{60}$ :

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5} = 5 \cdot \left( \frac{100}{18} \right)^{0,5} = 12 \quad (5.19)$$

quindi, secondo Kulhawy & Maine(1990):

$$D_r (\%) = \left[ \frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} \cong 55 \quad (5.20)$$

questo valore è lo stesso che si ottiene ricorrendo all'abaco di Gibbs & Holtz (1957).

Se si normalizza il risultato della prova CPT, si ottiene  $q_{C1}$ :

$$q_{c1} = q_c \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_v}} = 4000 \sqrt{\frac{100}{18}} \cong 9500 \text{ kPa} \quad (5.21)$$

da cui, secondo Kulhawy & Maine(1990):

---


$$D_r(\%) = \left[ \frac{\left( \frac{q_{cl}}{p_a} \right)}{305} \right]^{0,5} \cong 55 \quad (5.22)$$

Per il secondo strato, con le analoghe procedure di Kulhawy & Maine(1990), si ricava  $D_r = 77 \div 91\%$  (SPT e CPT rispettivamente); l'abaco di Gibbs & Holtz (1957) per prove SPT fornisce  $D_r \sim 80\%$ ; l'abaco di Baldi et Al. (1982) per prove CPT fornisce  $D_r \sim 92\%$ .

Relativamente ai risultati delle prove SPT, dagli abachi di De Mello (1971) e Viggiani (1999), in accordo fra loro, si ricava un valore di angolo d'attrito  $\phi=30^\circ$  per lo strato superficiale e  $\phi=39 \div 40^\circ$  per lo strato profondo; la correlazione empirica dell'A.P.I.(1987):

$$\phi = 16D_r^2 + 0,17D_r + 28,4 \quad (5.23)$$

fornisce valori di angolo d'attrito pari a  $\phi=33^\circ$  per lo strato superficiale e  $\phi=38^\circ$  per lo strato profondo.

Relativamente ai risultati delle prove CPT, dagli abachi di Robertson & Campanella (1983), si ricava un valore di angolo d'attrito di  $44^\circ$  per lo strato superficiale e di  $45^\circ$  per lo strato profondo; dagli abachi di Viggiani (1999) si ricavano valori di angolo d'attrito di  $32^\circ$  per lo strato superficiale e di  $32^\circ$  per lo strato profondo; le correlazioni empiriche dell'A.P.I. forniscono valori di angolo d'attrito pari a  $33^\circ$  per lo strato superficiale e  $42^\circ$  per lo strato profondo.

Ruesta & Townsend (1997) individuano per lo strato superficiale un intervallo di variazione di  $\phi = 30 \div 38^\circ$  ed adottano nella loro modellazione un valore di  $\phi = 32^\circ$ ; per lo strato profondo, allo stesso modo, individuano un intervallo di variazione di  $\phi = 40 \div 46^\circ$  e adottano nella loro modellazione  $\phi = 42^\circ$ . I valori adottati dagli autori sono in buon accordo con i risultati delle prove SPT mentre non lo sono con i risultati delle prove CPT a meno che non si considerino i risultati delle formule empiriche dell'A.P.I. Tale disaccordo è motivabile con la considerazione che gli abachi di letteratura tendono ad

---

essere poco accurati in corrispondenza di bassi valori di stato tensionale del terreno.

L'incremento dei valori di densità relativa e di angolo d'attrito che si verificano nello strato superficiale di sabbie sciolte in seguito all'addensamento prodotto dalla battitura dei pali viene calcolato a partire dai risultati delle prove CPT; queste, a differenza delle prove SPT, sono state realizzate sia prima che dopo la battitura dei pali di prova. Le correlazioni empiriche dell'A.P.I. hanno consentito di calcolare dei valori di angolo d'attrito in buon accordo con i valori dedotti dal complesso delle indagini e in buon accordo con i valori adottati dagli autori nella loro modellazione, per tal motivo si utilizzano per calcolare l'incremento di angolo d'attrito e di densità relativa conseguente alla battitura dei pali: adottando un fattore moltiplicativo di 3,5 per la resistenza alla punta (medio nell'intervallo  $3 \div 4$  indicato dagli autori) si calcolano per lo strato superficiale  $D_r \sim 100\%$  (Kulhawy & Maine, 1990) e  $\phi = 46^\circ$  (A.P.I., 1987); per inciso si sottolinea che, utilizzando la relazione suggerita da Kishida (1967) risulta:  $\phi = (32^\circ + 40^\circ) / 2 = 36^\circ$ .

#### Pali.

I pali sono in calcestruzzo precompresso, di forma quadrata, con lato pari a 0,76 m e lunghezza pari a 16,5 m. Essi sono stati infissi nel terreno, previa realizzazione di un preforo, fino a 7,6 m di profondità; quindi sono stati battuti sino alla quota finale. Le prove sono realizzate su un palo singolo, nonché su due gruppi di 4x4 pali disposti ad interasse 3D. I risultati relativi ai gruppi di pali sono riportati nel capitolo 6. La precompressione del calcestruzzo dei pali è stata realizzata mediante 24 cavi d'acciaio da 13 mm, aventi tensione di rottura di 1860 MPa. La resistenza a compressione del calcestruzzo è di 41 MPa (Reese & Van Impe, 2001). Il palo singolo e 10 dei 16 pali del gruppo di pali liberi di ruotare sono stati strumentati. Questi, presentano una cavità cilindrica di 45 cm di diametro; all'interno di essa è inserito un palo tubolare in acciaio del diametro di 35 cm e dello spessore di 9,5 mm, cui sono applicati i trasduttori per la misura delle deformazioni. All'interno del tubo in acciaio sono stati inoltre inseriti degli inclinometri. Le intercapedini sono state successivamente riempite con una miscela di acqua e cemento. I cilindri in acciaio inseriti nei pali in calcestruzzo sono lunghi 12,10 m. I trasduttori di deformazione sono disposti a coppie sui lati opposti del tubo in acciaio, lungo

la direzione di azione del carico orizzontale. Gli spostamenti e le inclinazioni in testa al palo sono misurate mediante due potenziometri e un inclinometro.

#### Realizzazione della prova.

I carichi sono stati applicati sul palo singolo con una sequenza incrementale di 45 kN. Ad ogni incremento, il carico è stato mantenuto costante per 15 min. Il carico di rottura si è raggiunto a 320 kN. L'applicazione del carico avviene a 2,08 m dal piano campagna.

#### Risultati e analisi.

Per realizzare le analisi è stato necessario determinare la rigidezza flessionale  $E_p I_p$  del palo strumentato, non indicata dagli autori. Esso, come descritto, è costituito da quattro componenti: la struttura esterna, quadrata, in calcestruzzo precompresso; il tubo interno, in acciaio, necessario alla disposizione della strumentazione. I due riempimenti di *grout*, uno interno al tubo d'acciaio, l'altro disposto tra il tubo in acciaio stesso e la cavità interna del palo in calcestruzzo. Il palo in calcestruzzo ha una resistenza a compressione  $R_{ck} = 41$  MPa, a partire da questa si è stimato il valore di  $E_{cls}$  pari a 36,5 GPa; all'acciaio è stato attribuito un valore di  $E_{acc} = 200$  GPa, e al riempimento un valore indicativo di  $E_{gr} = 10$  GPa. La rigidezza flessionale  $E_p I_p$  del palo è stata determinata sommando i singoli contributi, come indicato nella tabella 5.11.

contributo	E (GPa)	I (m <sup>4</sup> )	EI (kN m <sup>2</sup> )
Palo in cls (quadrato con cavità circolare)	36,5	2,58E-02	9,41E+05
Tubo interno in acciaio	200	1,47E-04	2,95E+04
Riempimento esterno	10	1,28E-03	1,28E+04
Riempimento interno	10	5,89E-04	5,89E+03
TOTALE			9,89E+05

Tabella 5.11. Ruesta & Townsend, 1997: determinazione della rigidezza flessionale del palo.

Ruesta & Townsend (1997) sottolineano che la rigidezza flessionale dei pali varia significativamente per valori di momento flettente massimo superiori a  $M = 850 \text{ kNm}$  in seguito al verificarsi della fessurazione del calcestruzzo. Gli autori identificano un momento ultimo  $M_u$  di  $1400 \text{ kNm}$ ; il rapporto tra i valori di rigidezza flessionale è del 16% (Zhang, 2003).

Nelle analisi il terreno è stato considerato omogeneo, si è ritenuto opportuno adottare un valore di angolo d'attrito  $\phi = 32^\circ$ . Sono stati adottati sia il profilo di pressione limite suggerito da Barton(1982) sia il profilo modificato secondo le indicazioni di Fleming et Al.(1985). Il modulo di elasticità del terreno  $E_s$ , secondo le indicazioni delle correlazioni corrispondenti, è stato assunto pari a  $12500 \text{ kN/m}^2$  e  $17000 \text{ kN/m}^2$  nei due casi rispettivamente.

I risultati ottenuti con le due analisi sono molto simili. Il confronto con i risultati sperimentali evidenzia la possibilità di prevedere in modo soddisfacente gli spostamenti in testa e i momenti flettenti massimi fino ad un valore di  $y/D = 0,15$  in corrispondenza del quale il momento flettente massimo raggiunge il valore ultimo.

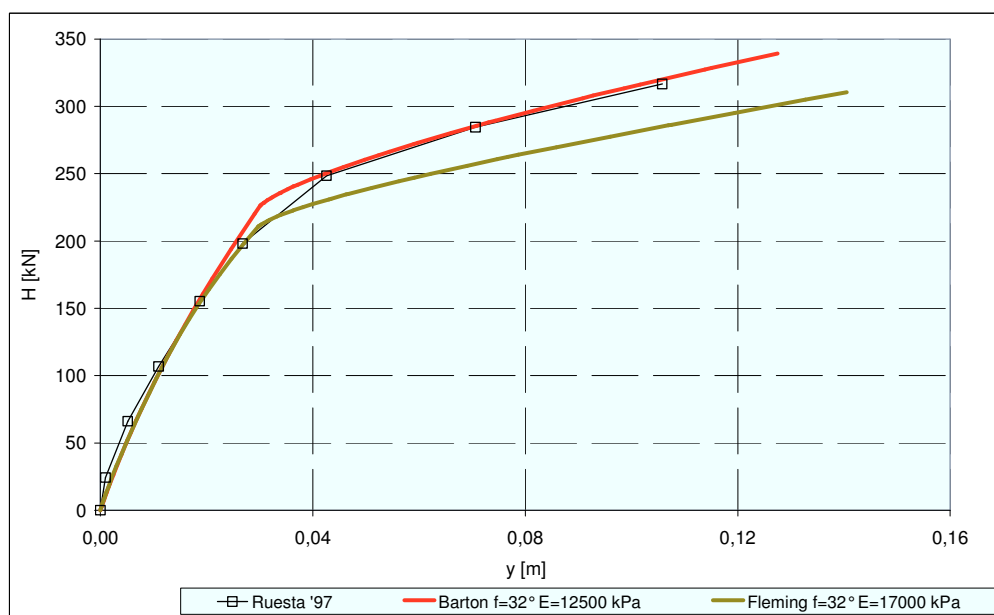


Figura 5.29. Ruesta & Townsend (1997): curve carichi – spostamenti.

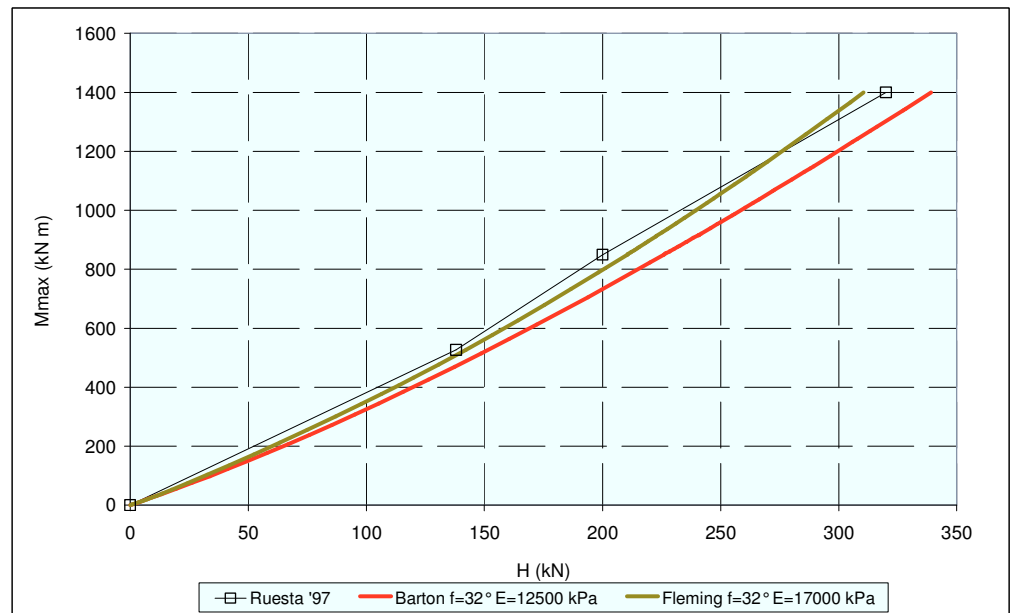


Figura 5.30. Ruesta & Townsend (1997): curve carichi – momenti massimi.

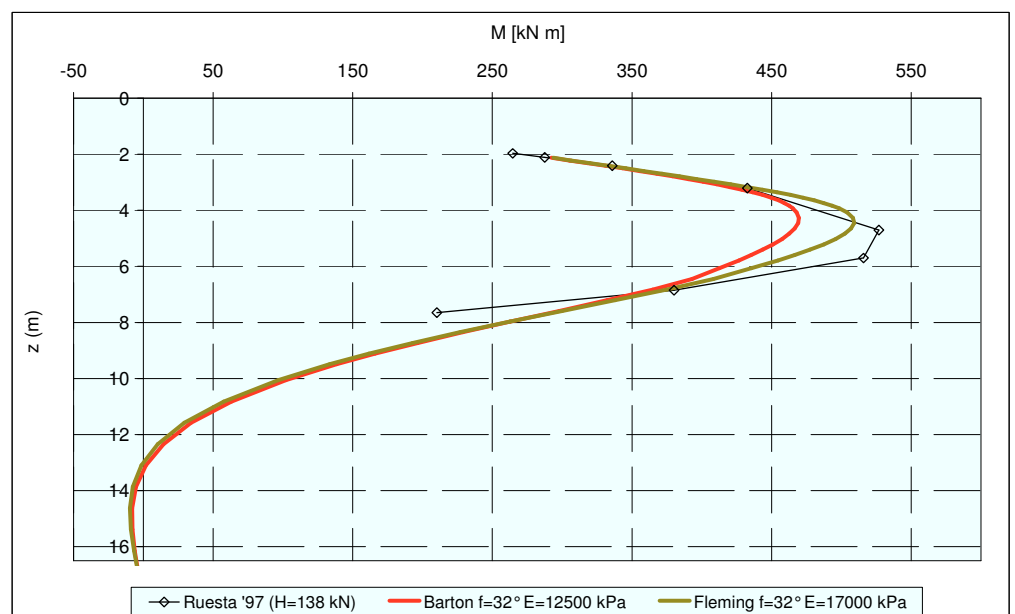


Figura 5.31. Ruesta & Townsend (1997): profilo dei momenti flettenti.

### 5.2.6 Jeon et Al.. (2000)

Gli Autori riportano i risultati di prove di carico condotte su due serie di 4 pali singoli liberi di ruotare in testa in ghiaie e sabbia e in sabbie limose. Le due serie di pali di prova sono state realizzate in Corea in due differenti siti, posti a circa 100 km di distanza, denominati rispettivamente *K-Bridge* ed *S-Bridge*.

#### I terreni

Il sito *K-Bridge* è caratterizzato da uno strato superficiale costituito da ghiaia e sabbia (classificazione USCS: GW), che si estende fino ad una quota media di 6,55 m; lo strato sottostante, fino ad una quota media di 8,55 m, è argilloso (classificazione USCS: CL); infine, è stata rinvenuta della roccia debolmente alterata. La falda è stata rinvenuta ad una quota di 2,42 m dal piano campagna. Il sito *S-Bridge* è caratterizzato da uno strato superficiale costituito da sabbia limosa (classificazione USCS: SM) fino ad una quota media di 3,20 m; a profondità maggiori si rinviene uno strato argilloso (classificazione USCS: CL) fino ad una quota media di 7,25 m; infine, uno strato di roccia completamente alterata. La falda è stata rinvenuta ad una quota di 1,57 m dal piano campagna.

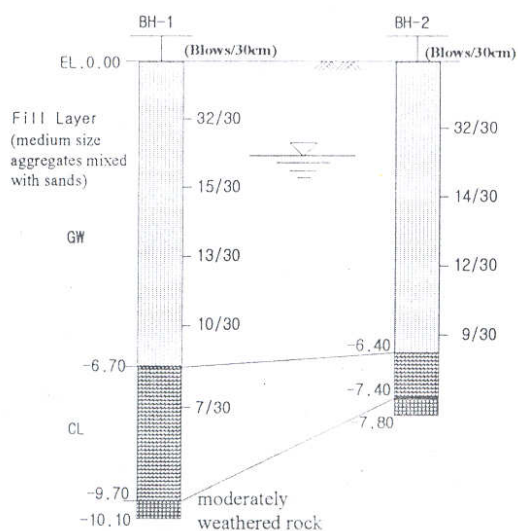


Figura 5.32. Sito *K - Bridge*: prove SPT (da Jeon et al., 2000).



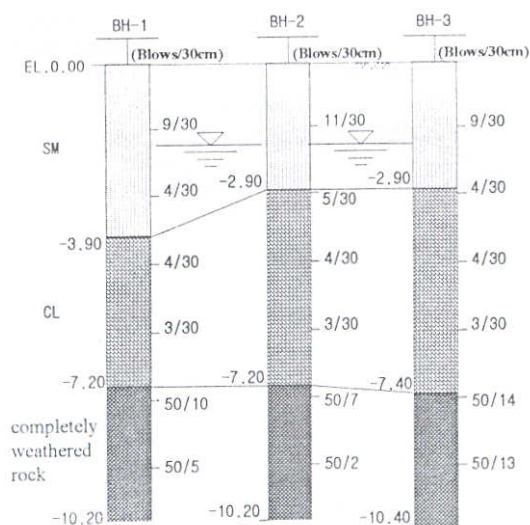


Figura 5.33. Sito *S - Bridge*: prove SPT (da Jeon et al., 2000).

Il peso dell'unità di volume dello strato superficiale di ghiaia e sabbia presente nel sito *K-bridge* è pari a  $17,6 \text{ kNm}^3$  per la parte al di sopra del pelo libero della falda e  $9,8 \text{ kNm}^3$  per la parte immersa. I corrispondenti valori per lo strato di sabbia limosa presente nel sito *S-Bridge* sono pari a  $15,7 \text{ kNm}^3$  e  $7,8 \text{ kNm}^3$ .

#### Caratterizzazione del terreno

Gli autori riportano un valore del numero di colpi  $N_{\text{SPT}}$  normalizzato con la procedura di Bowles (1996) ed indicato con  $(N_1)'_{67}$ .

Per il sito *K-Bridge* il valore medio di  $(N_1)'_{67}$  nella profondità di interesse ( $z < 10D$ ) è circa pari a 30; in corrispondenza di tale valore si calcola con la procedura di Kulhawy & Maine (1990) una densità relativa  $D_r \sim 90\%$  mentre l'abaco di Viggiani(1999) fornisce un valore  $D_r \sim 70\%$  in buon accordo con il valore  $D_r \sim 65-70\%$  desunto dall'abaco di Gibbs & Holtz (1957).

Per il sito *S-Bridge* il valore medio di  $(N_1)'_{67}$  nella profondità di interesse ( $z < 10D$ ) è circa pari a 10; in corrispondenza di tale valore si calcola con la procedura di Kulhawy & Maine (1990) una densità relativa  $D_r \sim 50\%$  coincidente con il valore  $D_r \sim 50\%$  desunto dall'abaco di Gibbs & Holtz (1957) mentre l'abaco di Viggiani(1999) fornisce un valore di densità relativa

$D_r \sim 30\%$ . Riguardo alla determinazione dei valori di angolo d'attrito gli abachi di De Mello (1971) e Viggiani (1999), in accordo tra loro, forniscono valori circa pari a  $\phi=52^\circ$  per il sito *K-Bridge* e  $\phi=39^\circ$  per il sito *S-Bridge*. Le correlazioni empiriche dell'A.P.I.(1987) forniscono valori circa pari a  $\phi=40^\circ$  per il sito *K-Bridge* e  $\phi=32^\circ$  per il sito *S-Bridge*.

Per il sito *K-Bridge* gli autori utilizzano nelle proprie analisi un valore per la porzione di ghiaie e sabbie sopra falda  $\phi = 39^\circ$ ; per la porzione sottostante, sotto falda, hanno invece utilizzato un valore significativamente minore ( $\phi = 32^\circ$ ). Per il sito *S-Bridge* il valore di angolo d'attrito utilizzato da Jeon et Al. (2000) nelle le proprie analisi è  $\phi = 29^\circ$ , per la porzione di sabbie limose sopra falda,  $25^\circ$  per la porzione sottostante. Per il sottostante strato argilloso, è indicato un valore di  $c_u = 15$  kPa.

I pali.

I pali hanno un diametro  $D=400$  mm e sono pali *trivellati*, realizzati in sito con il metodo di circolazione inversa. Sono stati utilizzati dei rivestimenti temporanei per prevenire sgrottamenti del terreno, rimossi subito dopo che il calcestruzzo dei pali è stato posto in opera. I rivestimenti sono stati disposti sino alla base del palo nel sito *K-Bridge*, sino ad 8 m di profondità nel sito *S-Bridge*. Le lunghezze dei pali variano fra gli 8,0 ed i 9,4 metri nel sito *K-Bridge* e tra i 10,4 m e gli 11,9 m nel sito *S-Bridge*. L'armatura longitudinale è costituita da 8 barre d'acciaio del diametro di 25 mm. Al termine delle prove, sono stati prelevati dei campioni di calcestruzzo dai pali e sottoposti a prove di compressione monoassiale. Le proprietà dei materiali costituenti i pali sono riportati in tabella 5.12 così come fornite dagli autori.

		<i>K-Bridge</i>	<i>S-Bridge</i>
Calcestruzzo	Resistenza a compressione monoassiale [kPa]	25.212	41.987
	Modulo di elasticità [kPa]	$1,64 \cdot 10^7$	$2,25 \cdot 10^7$
Resistenza a trazione delle barre d'acciaio		$2,75 \cdot 10^5$	$3,92 \cdot 10^5$
Modulo d'elasticità del palo $E_p$ [kPa]		$2,306 \cdot 10^7$	$2,890 \cdot 10^7$
Rigidezza flessionale del palo $EI$ [kNm <sup>2</sup> ]		28.989	36.336

Tabella 5.12. Caratteristiche strutturali dei pali di prova(da Jeon et al., 2000).

Realizzazione della prova.

Le prove sono state realizzate seguendo le procedure fissate dall'ASTM D3966-90. I carichi sono applicati con una eccentricità di 200 mm.

Risultati e analisi

In figura 5.34 si riporta la funzione momento – curvatura bilineare utilizzata nelle analisi. In tabella 5.13 sono riportati i valori del momento di fessurazione  $M_f$  e del momento di primo snervamento  $M_y$ ; sono riportati altresì i valori di rigidezza flessionale  $(E_p I_p)_1$  per il palo integro e  $(E_p I_p)_2$  per il palo fessurato.

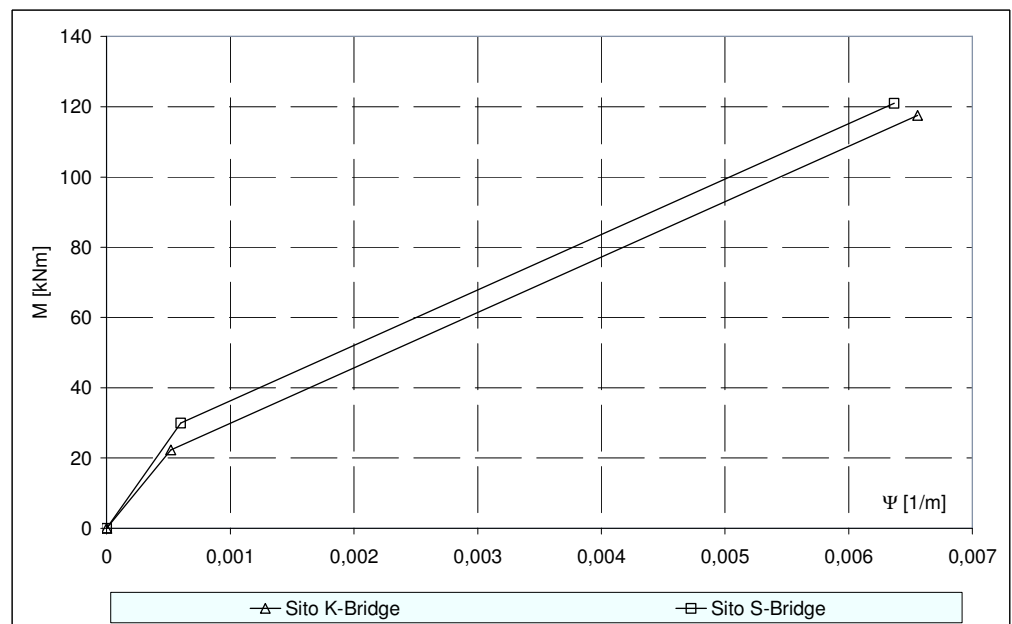


Figura 5.34. Jeon et Al.(2000). Funzione momento – curvature utilizzata nelle analisi

Sito	$M_f$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$(E_p I_p)_1$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(E_p I_p)_2$ [kNm <sup>2</sup> ]
K-Bridge	22,3	117,5	43000	15800
S-Bridge	29,9	120,9	50000	15800

Tabella 5.13. Jeon et Al.(2000). Valori di momento e rigidezze flessionali utilizzati nelle analisi.

I valori di rigidezza flessionale suggeriti dagli autori assumono dei valori intermedi tra quelli calcolati per il palo integro e per il palo fessurato.

Le analisi sono state svolte considerando, per ciascuno dei due siti di prova, sia il valore di angolo d'attrito desunto a partire dagli abachi di DeMello (1971) e Viggiani (1999) sia i valori dedotti dalle correlazioni empiriche dell'A.P.I.(1987) in migliore accordo, questi ultimi, con i valori adottati dagli autori nel corso delle proprie analisi. Il profilo di resistenza adottato è il profilo suggerito da Barton (1982) ed i valori del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  sono stati scelti utilizzando la corrispondente correlazione (tabella 5.14).

Sito	$\phi$ [°]	$E_s$ [kPa]
K-Bridge (A.P.I.)	39	16000
K-Bridge (DeMello, 1971; Viggiani,1999)	52	66200
S-Bridge (A.P.I.)	29	10400
S-Bridge (DeMello, 1971; Viggiani,1999)	39	12700

Tabella 5.14. Jeon et Al.(2000). Parametri di resistenza e deformabilità del terreno considerati nelle analisi

In figura 5.35 sono riportate le curve sperimentali carichi – spostamenti relative ai 4 pali sottoposti a prova nel sito *K-Bridge* poste a confronto con le curve ottenute con le due differenti analisi. La curva di calcolo si sovrappone ai dati sperimentali ottenuti nel corso della prova sul palo  $K_3$  nel caso in cui si adottò un angolo d'attrito  $\phi=52^\circ$ . Appare rilevante evidenziare come le curve sperimentali dei 4 pali, identici tra loro per caratteristiche meccaniche, geometriche e tecnologia di realizzazione, sottoposti a prova secondo le medesime modalità e negli stessi terreni, siano differenti.

In figura 5.36 sono riportate le analoghe previsioni relative ai 4 pali sottoposti a prova nel sito *S-Bridge* poste a confronto con le curve ottenute con le due differenti analisi. In questo caso la dispersione dei risultati sperimentali è più contenuta e la curva di calcolo riesce a seguire l'andamento medio misurato nel corso delle quattro prove. Ancora una volta la migliore previsione è ottenuta considerando il valore di angolo d'attrito più elevato tra i due considerati  $\phi=39^\circ$ .

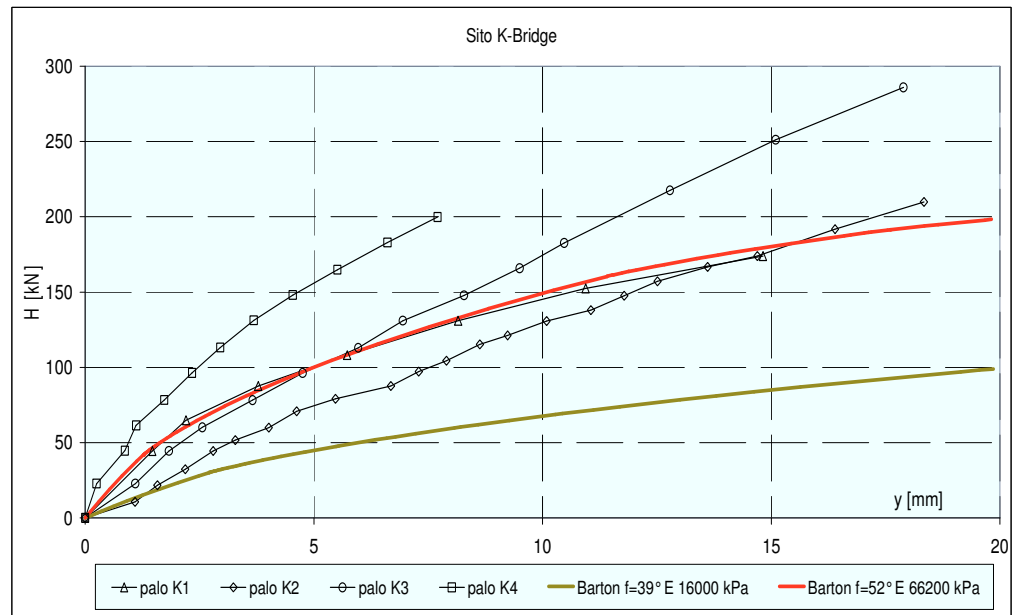


Figura 5.35. Jeon et al. (2000), sito *K* - Bridge: curve carichi – spostamenti.

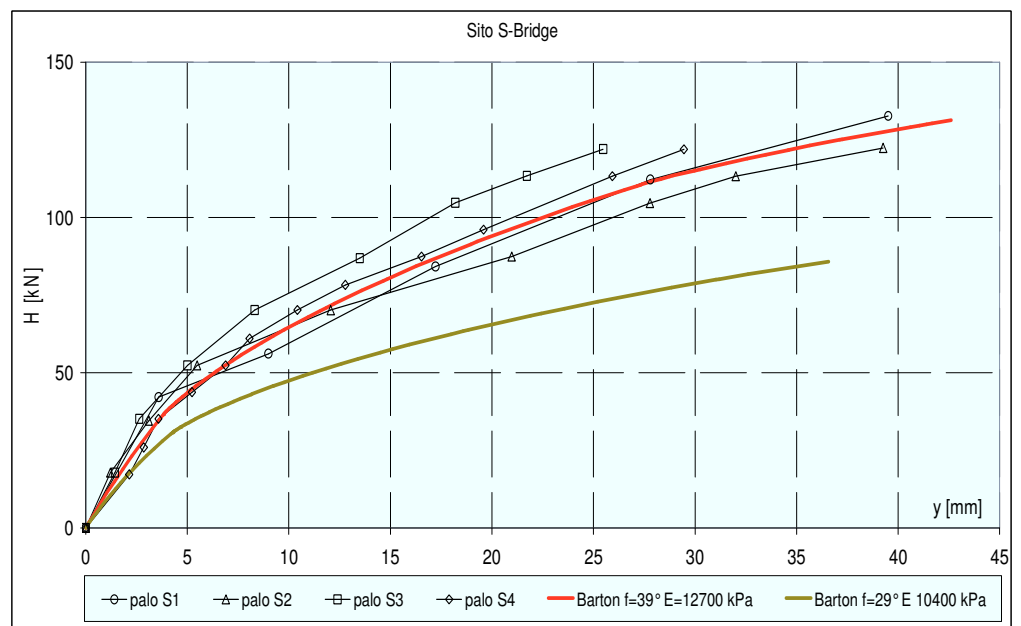


Figura 5.36. Jeon et al. (2000), sito *S* - Bridge: curve carichi – spostamenti

### 5.2.7 Chai & Hutchinson (2002)

Gli Autori riportano i risultati di prove di carico orizzontale ciclico su quattro pali liberi di ruotare in testa in sabbie addensate e mediamente addensate. Le prove sono realizzate in una vasca circolare di diametro pari a 6,71 m e profondità di 5,49 m; il raggio della vasca è pari a  $6D$  al fine di minimizzare l'influenza del bordo sulla risposta del palo. All'interno della vasca viene costipata in strati della sabbia di fiume disponibile nei pressi del luogo di prova.

All'inizio di ciascuna prova viene applicato un carico assiale pari a 445 kN. Il carico assiale viene applicato ponendo in trazione, a mezzo di un martinetto idraulico, due barre d'acciaio ad elevata resistenza. Il carico orizzontale ciclico viene poi applicato a mezzo di un attuatore che spinge su un blocco di contrasto (fig.5.37).



Fig.5.37 Campo sperimentale  
(da Chai & Hutchinson, 2002)

Palo numero	d [m]	L [MPa]	e [m]	Addensamento del terreno
1	0,406	5,481	0,812	molto addensato
2	0,406	5,481	0,812	moderatamente addensato
3	0,406	5,481	2,436	molto addensato
4	0,406	5,481	2,436	moderatamente addensato

Tabella 5.15. Chai & Hutchinson.(2000). Condizioni di prova.

Le condizioni di prova sono differenti per i quattro pali poiché varia, nelle quattro prove, la distanza dal piano campagna del punto di applicazione del carico orizzontale (eccentricità  $e$ ) e il grado di addensamento del terreno secondo quanto riportato in tabella 5.15.

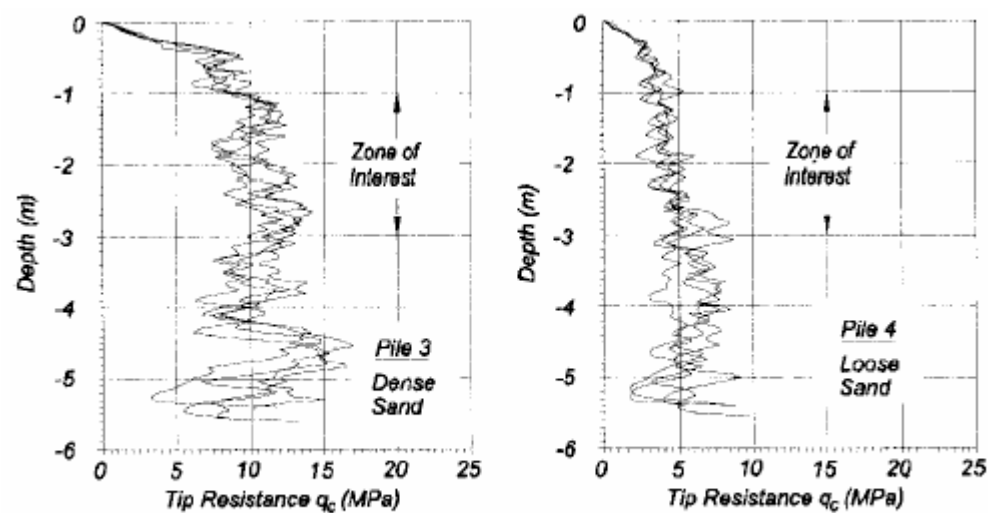
#### I terreni

La procedura di allestimento delle prove prevede la collocazione del palo prefabbricato nella vasca vuota e il successivo riempimento della stessa con il terreno mentre il palo viene mantenuto in posizione verticale con un supporto alla base. La sabbia impiegata è caratterizzata da una dimensione mediana dei grani pari a 0,5-0,6 mm, da un coefficiente di uniformità pari a circa 4,4 e da un coefficiente di curvatura pari a circa 0,9 (classificazione USCS: SP). Il riempimento della vasca viene realizzato secondo modalità differenti in dipendenza del grado di addensamento che si vuole conseguire per il deposito. Per le sabbie molto addensate il valore medio del peso per unità di volume dei terreni è pari 18 e 18,2 kN/m<sup>3</sup> per i pali 1 e 3 rispettivamente. Per le sabbie moderatamente addensate il peso per unità di volume è pari a 17 kN/m<sup>3</sup> per entrambi i pali 2 e 4. Il contenuto d'acqua in sito varia tra 5 ÷ 8% nei quattro casi. La falda è ovviamente assente. Al fine di caratterizzare i terreni vengono condotte, per ciascuna prova di carico, quattro prove penetrometriche statiche (CPT, figura 5.38) e, in aggiunta, misure di velocità di onde di taglio, anch'esse in numero di quattro per prova di carico, alle profondità di 1,5 m, 3,1 m e 4,6 m. I risultati delle indagini e la caratterizzazione dei terreni sono riportati nel seguito così come proposti dagli autori.

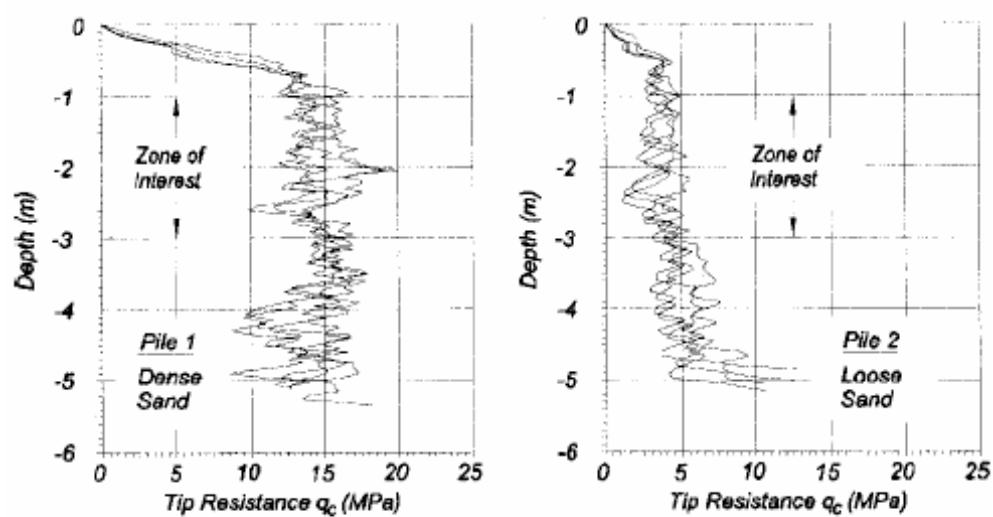
I valori medi di resistenza alla punta  $q_c$  sono normalizzati in funzione dello stato tensionale efficace medio  $\sigma'_v$  nel volume di terreno significativo utilizzando l'espressione  $q_{cl}=C_N q_c$  in cui:

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} \leq 2 \quad (\text{Liao \& Whitman, 1968}) \quad (5.24)$$

e  $P_a=0,1\text{MPa}$  è il valore di pressione di riferimento. Utilizzando i valori normalizzati di resistenza alla punta gli autori stimano la densità relativa  $D_r$  (Meyerhof, 1956) e i valori d'angolo d'attrito (Mair & Wood, 1987) dei terreni.



(b) Above-Ground Height = 6D



(a) Above-Ground Height = 2D

Fig.5.38 Risultati delle prove penetrometriche statiche (da Chai & Hutchinson, 2002)



Le velocità delle onde di taglio sono corrette con la procedura suggerita da Robertson et Al.(1992), il valore medio (medio di quattro prove per palo) di velocità  $v_s$  viene corretto con la relazione  $v_{sl}=C_{vs}*v_s$  in cui ( $P_a$  e  $\sigma'_v$  hanno il significato chiarito in precedenza):

$$C_{vs} = \sqrt[4]{\frac{P_a}{\sigma'_v}} \quad (5.25)$$

I risultati della caratterizzazione sono riportati in tabella 5.16.

Palo numero	$q_c$ [MPa]	$q_{cl}$ [MPa]	$Dr$ [%]	$\bar{f}$ [°]	$v_s$ [m/s]	$v_{sl}$ [m/s]
1	14,6	24,7	94	44	238	276
2	3,6	6,1	53	37	147	171
3	10,8	18,2	84	42	225	261
4	4,5	7,4	59	38	160	186

Tabella 5.16. Caratterizzazione dei terreni (da Chai & Hutchinson, 2000).

#### I Pali.

I pali sono realizzati in cemento armato ed hanno diametro  $d=0,406$  m e lunghezza  $L=5,481$ m. L'armatura longitudinale è costituita da sette barre del diametro di 22,2 mm per un valore di percentuale geometrica di armatura longitudinale  $\rho_l$  pari al 2,1%; la tensione di snervamento  $f_{yl}$  dell'acciaio impiegato è pari a 421 MPa e il copriferro netto sulle barre è pari a 50 mm. L'armatura trasversale è costituita da una spirale disposta con passo di 50 mm, il diametro  $d_{sp}$  e la tensione di snervamento dell'acciaio impiegato  $f_{yh}$  variano secondo quanto riportato in tabella 5.17, varia di conseguenza il valore di percentuale volumetrica di armatura trasversale  $\rho_s$ . La resistenza a compressione cilindrica dei pali è indicata con  $f'_c$ .

Palo	$f'_c$ [MPa]	Armatura longitudinale	$f_{yl}$ [MPa]	$\rho_l$ [%]	$d_{sp}$ [mm]	$d_{sp}$ [mm]	$f_{yh}$ [MPa]	$\rho_s$ [%]
1	41	7 $\phi$ 22,2	421	2,1	5,4	5,4	710	0,57
2	41	7 $\phi$ 22,2	421	2,1	5,4	5,4	710	0,57
3	47,5	7 $\phi$ 22,2	421	2,1	7,3	7,3	605	1,06
4	47,5	7 $\phi$ 22,2	421	21	7,3	7,3	605	1,06

Tabella 5.17. Caratteristiche strutturali dei pali di prova(da Chai & Hutvhinson, 2000).

Realizzazione delle prove.

Le prove sono condotte applicando inizialmente un carico assiale  $N = 445$  kN (mantenuto costante nel corso della prova). Il carico trasversale è applicato successivamente in modo ciclico. I risultati sperimentali sono riportati in termini di curva carico spostamento; il carico orizzontale è comprensivo della aliquota aggiuntiva costituita dalla componente orizzontale dello sforzo normale applicato in testa; lo spostamento è riferito al punto di applicazione del carico. Trattandosi di prove di carico ciclico, il carico è applicato in due versi opposti a seconda che l'attuatore "spinga" o "tiri" la testa del palo. L'involuppo dei cicli di isteresi conduce pertanto alla definizione di due curve monotone relative ai due versi di carico. Per ciascuno dei due versi gli autori forniscono il livello di carico e di spostamento ( $H_y$ ,  $Y_y$ ) in corrispondenza del primo snervamento dell'acciaio e il livello di carico e di spostamento ( $H_{max}$ ,  $Y_{max}$ ) in corrispondenza punto di massimo dell'involuppo (rottura). Tali valori, mediati sui due versi, sono riportati in tabella 5.18

Palo	$H_y$ [kN]	$Y_y$ [mm]	$H_{max}$ [kN]	$Y_{max}$ [mm]
1	105,8	52,4	124,5	61,7
2	97,0	68,2	124,1	87,2
3	43,3	73,3	52,9	89,6
4	40,1	107,3	44,7	119,6

Tabella 5.18. Caratteristiche strutturali dei pali di prova(da Chai & Hutchinson, 2000).

Il rapporto tra il livello di spostamento a rottura e il livello di spostamento al limite di elasticità viene indicato con  $\mu\Delta$  ed è assunto a caratterizzare la duttilità del complesso palo terreno.

#### Risultati e analisi

I quattro pali sono identici a meno di leggere differenze nel quantitativo di armatura trasversale impiegato e nel valore di resistenza a compressione del calcestruzzo. L'analisi momento curvatura è stata condotta considerando uno sforzo normale di 445 kN, i risultati sono riportati in figura 5.39.

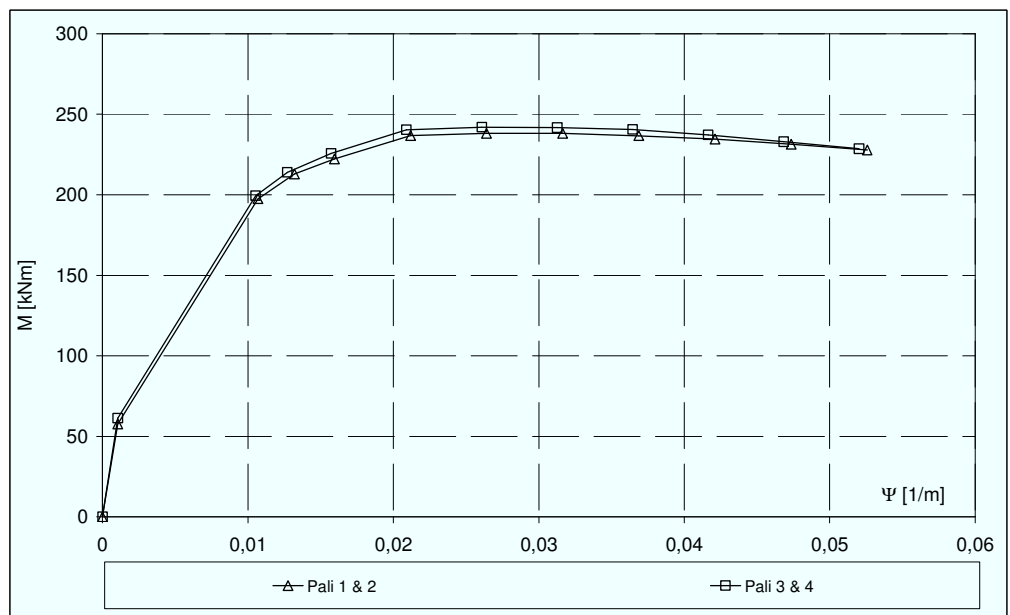


Figura 5.39. Chai & Hutchinson(2000). Funzione momento – curvatura.

Gli autori suggeriscono un valore di momento ultimo pari a 214 kNm, detto valore è il terzo punto riportato sulle curve in figura 5.38 e coincide con il valore calcolato considerando una deformazione massima per il calcestruzzo confinato suggerita da Scott et Al. (1982). In tabella 5.19 si riportano i valori calcolati del momento di fessurazione  $M_f$ , del momento di primo snervamento  $M_y$ , del momento ultimo  $M_{uS}$  calcolato secondo le indicazioni di Scott et

Al.(1982) e del momento ultimo  $M_u$  definito come massimo della funzione momento-curvatura. Si riportano altresì i valori di rigidezza flessionale  $(E_p I_p)_l$  per il palo integro e i valori di rigidezza flessionale tangente  $(E_p I_p)_{2t}$  e secante  $(E_p I_p)_{2s}$  (definita, quest'ultima, come rapporto  $M_y/\Psi_y$  tra il momento flettente e la curvatura in condizioni di primo snervamento dell'acciaio) per il palo fessurato.

Palo	$M_f$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$M_{us}$ [kNm]	$M_u$ [kNm]	$(E_p I_p)_l$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(E_p I_p)_{2t}$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(E_p I_p)_{2s}$ [kNm <sup>2</sup> ]
1&2	57,7	197,5	213,0	238,1	54500	14500	18500
3&4	61,3	199,5	214,0	241,7	58500	14500	19000

Tabella 5.19. Chai & Hutchinson (2000). Valori di momento flettente e rigidezza flessionale utilizzati nelle analisi.

Al terreno è stato attribuito nei quattro casi il valore di angolo d'attrito  $\phi$  suggerito dagli autori. Il profilo di pressione limite impiegato è quello suggerito da Barton (1982) e i valori del modulo di elasticità  $E_s$  del terreno sono stati calcolati in base alla corrispondente correlazione (tabella 5.20).

Palo	$\phi$ [°]	$E_s$ [kPa]
1	44	26000
2	37	14000
3	42	21000
4	38	15000

Tabella 5.20. Chai & Hutchinson (2000). Parametri di resistenza e deformabilità del terreno utilizzati nelle analisi.

In ciascuno dei quattro casi in esame le analisi sono state condotte, in prima battuta, considerando la non linearità di comportamento del terreno e del palo ma trascurando gli effetti del secondo ordine che nascono, all'aumentare degli spostamenti orizzontali, per effetto della presenza del carico assiale. Le stesse analisi sono state quindi condotte considerando tali effetti del secondo ordine.

## Palo1

In figura 5.40 si riporta per il palo 1, in termini di curva carichi-spostamenti, il confronto tra i risultati delle analisi numeriche e le misure sperimentali. I risultati fanno riferimento ad analisi condotte considerando la non linearità del terreno e la progressiva riduzione di rigidità flessionale lungo il fusto del palo all'aumentare delle curvature; sono trascurati, invece, gli effetti del secondo ordine. Come si può osservare, al fine di ottenere una buona previsione dei risultati sperimentali, è necessario adottare un valore di angolo d'attrito  $\phi = 37^\circ$  ridotto in maniera del tutto arbitraria rispetto al valore  $\phi = 44^\circ$  stimato in sede di caratterizzazione del terreno.

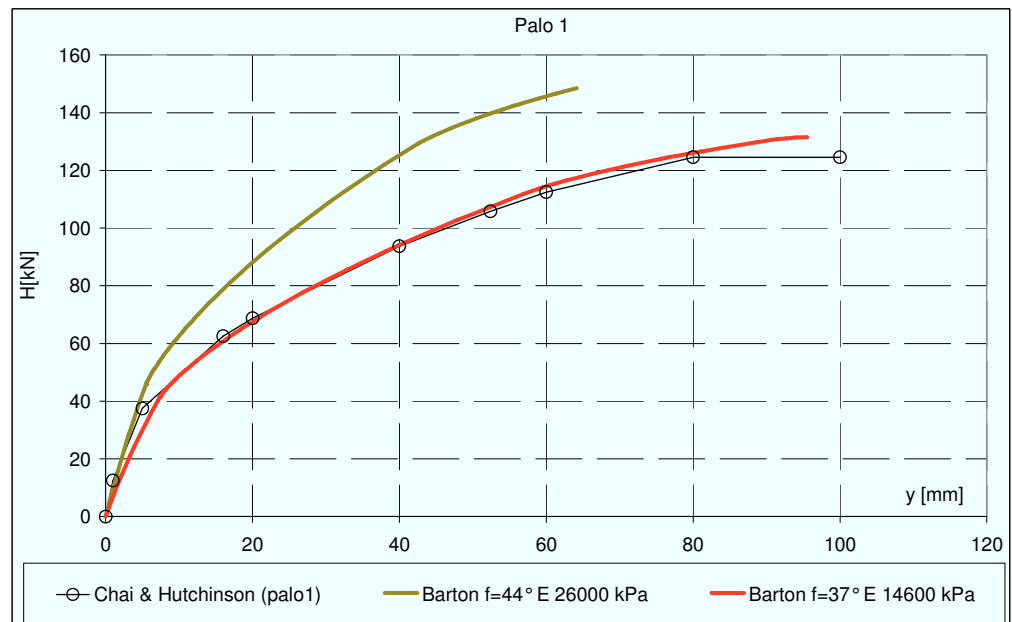


Figura 5.40. Chai & Hutchinson (2000). Palo 1 previsione degli spostamenti ottenuta trascurando gli effetti del secondo ordine.

In figura 5.41 sono riportate le previsioni di spostamento in testa ottenute come risultato di analisi che considerano la non linearità del terreno e gli effetti del secondo ordine. Due delle tre analisi (*curva blu* e *curva verde*) considerano il palo come un elemento elastico lineare la cui rigidità flessionale assume valori pari a  $(EpI_p)_1$  o  $(EpI_p)_{2s}$  (tabella 5.19), la terza analisi (*curva rossa*), che consegue la previsione migliore, porta in conto la

progressiva riduzione di rigidezza flessionale lungo il fusto del palo all'aumentare delle sollecitazioni flettenti.

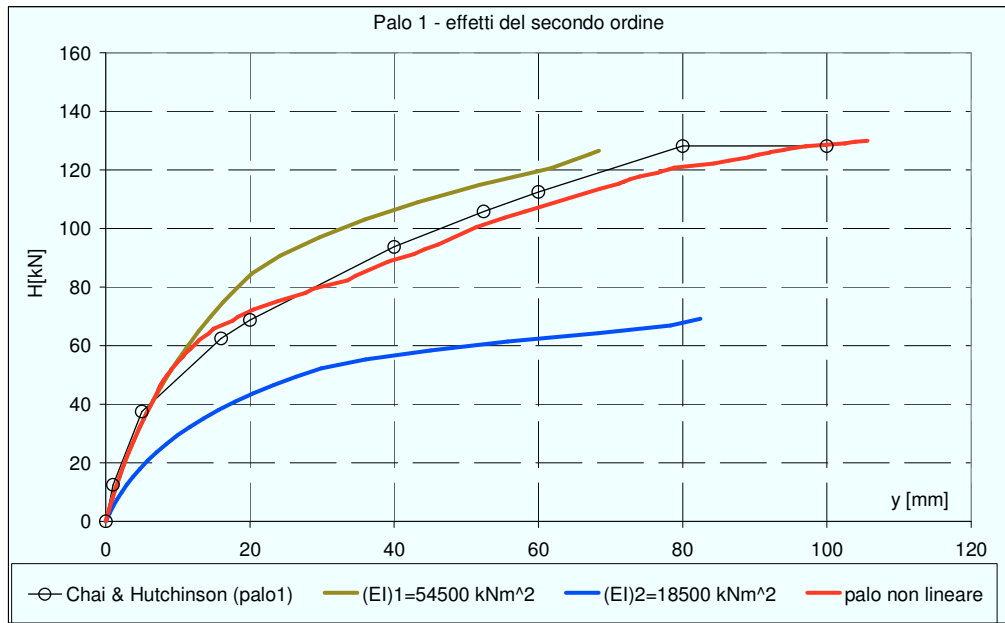


Figura 5.41. Chai & Hutchinson (2000). Palo 1 previsione degli spostamenti ottenuta considerando gli effetti del secondo ordine.

In tabella 5.21 è riportato un confronto tra i valori calcolati e misurati di duttilità  $\mu\Delta=Y_{max}/Y_y$  del complesso palo - terreno. Il livello di spostamento massimo  $Y_{max}$  calcolato è assunto in corrispondenza del momento flettente ultimo  $M_{uS}$  ottenuto secondo le indicazioni di Scott et Al.(1982). La profondità di formazione della cerniera plastica è molto ben calcolata.

Palo 1	$H_y$ [kN]	$Y_y$ [mm]	$H_{max}$ [kN]	$Y_{max}$ [mm]	$\mu\Delta$ [m]	$zM_{max}$ [m]
Valori medi misurati	105,8	52,4	124,5	61,7	1,18	1-1,1
Valori calcolati	115,3	71,2	122,2	84,3	1,18	1,06

Tabella 5.21. Chai & Hutchinson (2000). Palo1, previsione di duttilità.

Infine, in figura 5.42, il confronto tra i risultati numerici e sperimentali è proposto in termini di momenti flettenti massimi. I risultati sperimentali, riportati dagli autori in forma di curvature massime, sono stati trasformati in momenti flettenti attraverso la funzione momento – curvatura riportata in figura 5.39.

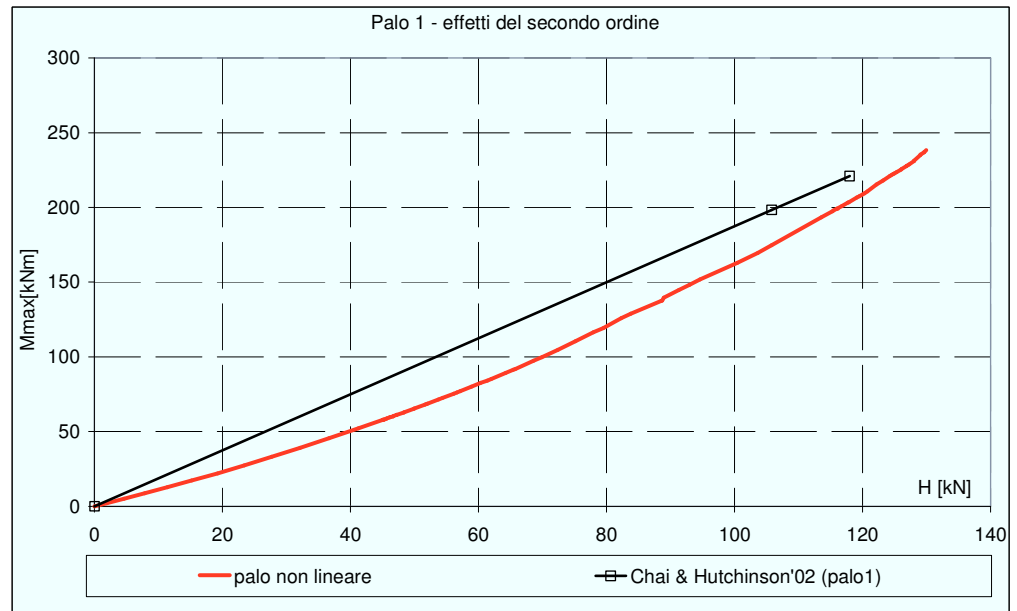


Figura 5.42. Chai & Hutchinson (2000). Palo 1 previsione degli momenti flettenti massimi ottenuta considerando gli effetti del secondo ordine.

## Palo 2

In figura 5.43 si riporta per il palo 2, in termini di curva carichi-spostamenti, il confronto tra i risultati delle analisi numeriche e le misure sperimentali. I risultati fanno riferimento ad analisi condotte considerando la non linearità del terreno e la progressiva riduzione di rigidezza flessionale lungo il fusto del palo all'aumentare delle curvature; sono trascurati, invece, gli effetti del secondo ordine. Analogamente a quanto osservato per il palo 1, al fine di ottenere una buona previsione dei risultati sperimentali, è necessario adottare un valore di angolo d'attrito  $\phi = 30^\circ$  ridotto in maniera del tutto

arbitraria rispetto al valore  $\phi = 37^\circ$  stimato in sede di caratterizzazione del terreno.

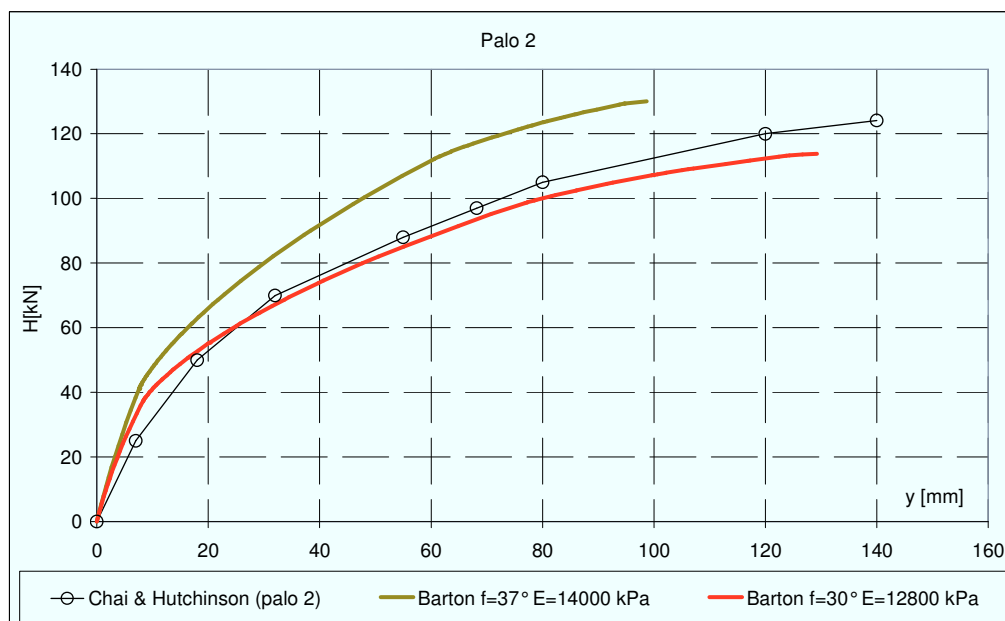


Figura 5.43. Chai & Hutchinson (2000). Palo 2 previsione degli spostamenti ottenuta trascurando gli effetti del secondo ordine.

In figura 5.44 sono riportate le previsioni di spostamento in testa ottenute come risultato di analisi che considerano la non linearità del terreno e gli effetti del secondo ordine. Due delle tre analisi (*curva blu* e *curva verde*) considerano il palo come un elemento elastico lineare la cui rigidezza flessionale assume valori pari a  $(EpI_p)_1$  o  $(EpI_p)_{2s}$  (tabella 5.19), la terza analisi (*curva rossa*) porta in conto la progressiva riduzione di rigidezza flessionale lungo il fusto del palo all'aumentare delle sollecitazioni flettenti. A differenza di quanto osservato nel caso del palo 1 la migliore previsione di spostamenti si ottiene, in questo caso, con un'analisi che consideri il palo come un elemento elastico lineare caratterizzato da una rigidezza flessionale  $(EpI_p)_1$ .



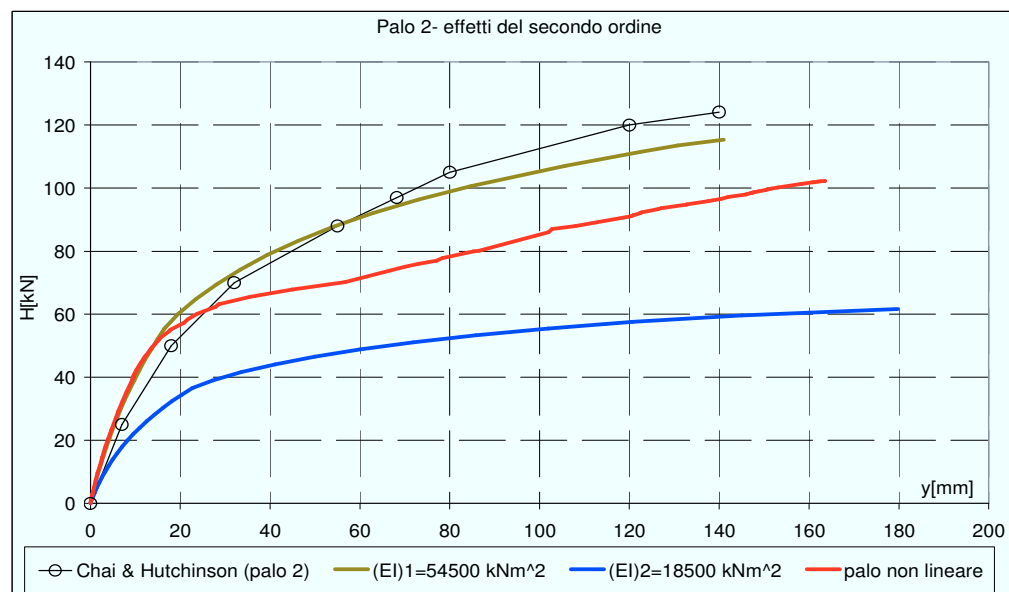


Figura 5.44. Chai & Hutchinson (2000). Palo 2 previsione degli spostamenti ottenuta considerando gli effetti del secondo ordine.

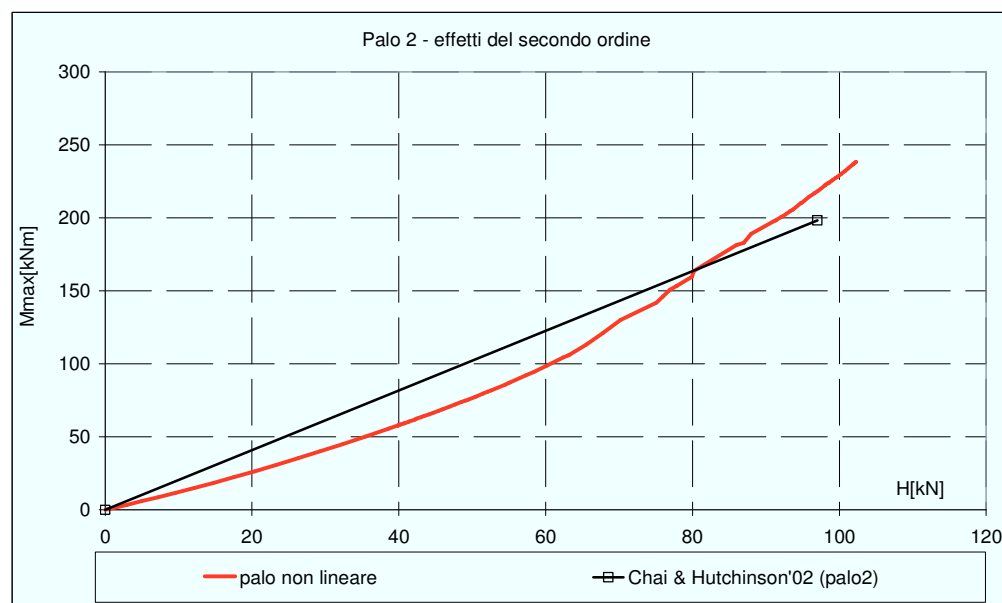


Figura 5.45. Chai & Hutchinson (2000). Palo 2 previsione dei momenti massimi ottenuta considerando gli effetti del secondo ordine.

In tabella 5.22 è riportato un confronto tra i valori calcolati e misurati di duttilità  $\mu\Delta=Y_{max}/Y_y$  del complesso palo - terreno. Il livello di spostamento massimo  $Y_{max}$  calcolato è assunto in corrispondenza del momento flettente ultimo  $M_{uS}$  ottenuto secondo le indicazioni di Scott et Al.(1982). La profondità di formazione della cerniera plastica è molto ben calcolata.

Palo 2	$H_y$ [kN]	$Y_y$ [mm]	$H_{max}$ [kN]	$Y_{max}$ [mm]	$\mu\Delta$ [m]	$zM_{max}$ [m]
Valori medi misurati	97	124,1	68,2	87,2	1,28	1,4
Valori calcolati	91,1	120,5	95,8	137,6	1,14	1,4

Tabella 5.22. Chai & Hutchinson (2000). Palo1, previsione di duttilità.

### Palo 3

In figura 5.46 si riporta per il palo 3, in termini di curva carichi-spostamenti, il confronto tra i risultati delle analisi numeriche e le misure sperimentali. I risultati fanno riferimento ad analisi condotte considerando la non linearità del terreno e la progressiva riduzione di rigidezza flessionale lungo il fusto del palo all'aumentare delle curvature; sono trascurati, invece, gli effetti del secondo ordine. In questo caso, in cui l'eccentricità di applicazione del carico orizzontale è pari a  $6D$ , al fine di ottenere una buona previsione dei risultati sperimentali, è necessario adottare un valore di angolo d'attrito  $\phi=25^\circ$  ridotto in maniera del tutto arbitraria rispetto al valore  $\phi=42^\circ$  stimato in sede di caratterizzazione del terreno. In figura 5.47 sono riportate le previsioni di spostamento ottenute come risultato di analisi che considerano la non linearità del terreno e gli effetti del secondo ordine. Tre delle analisi (*curva blu*, *curva verde* e *curva marrone*) considerano il palo come un elemento elastico lineare la cui rigidezza flessionale assume valori pari a  $(EpIp)_1$  o  $(EpIp)_{2s}$  (tabella 5.19) o una rigidezza intermedia  $EpIp=38500\text{ kNm}^2$  calcolata a ritroso al fine di ottenere la migliore previsione; la quarta analisi (*curva rossa*) porta in conto la progressiva riduzione di rigidezza flessionale lungo il fusto del palo all'aumentare delle sollecitazioni flettenti e consente di ottenere una buona previsione.

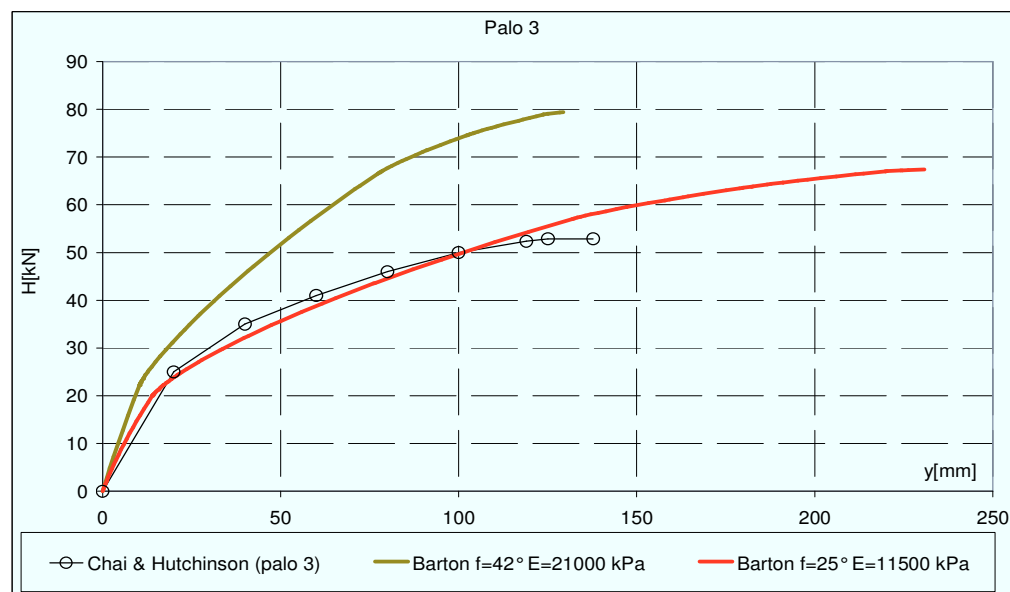


Figura 5.46. Chai & Hutchinson (2000). Palo 3 previsione degli spostamenti ottenuta trascurando gli effetti del secondo ordine.

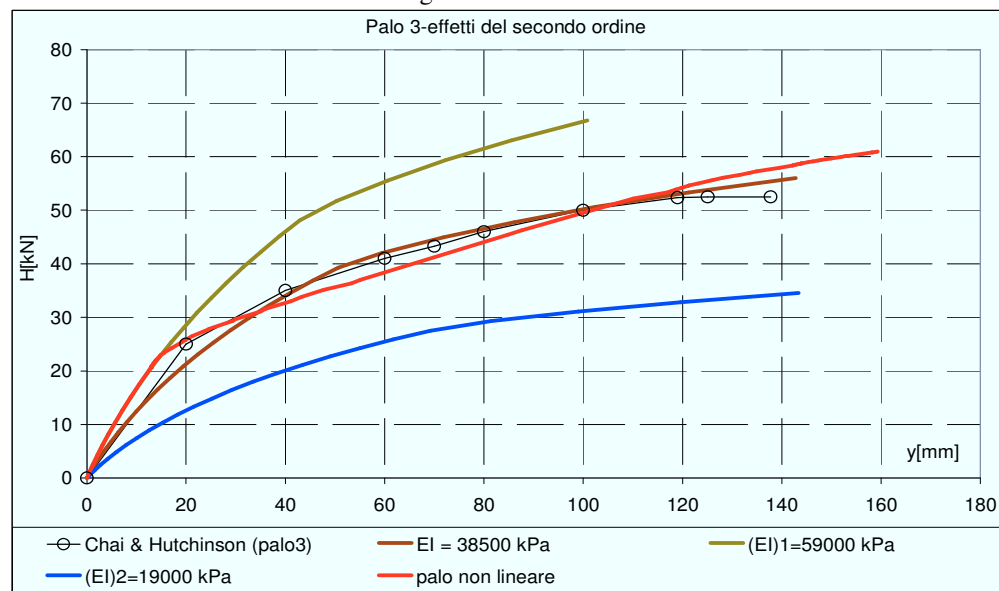


Figura 5.47. Chai & Hutchinson (2000). Palo 3 previsione degli spostamenti ottenuta considerando gli effetti del secondo ordine.

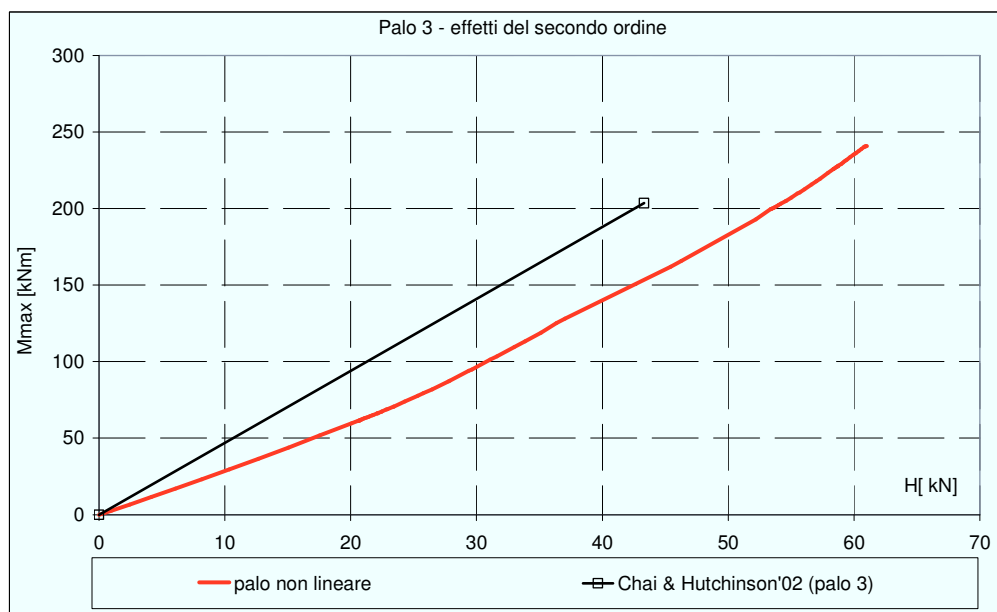


Figura 5.48. Chai & Hutchinson (2000). Palo 3 previsione dei momenti massimi ottenuta considerando gli effetti del secondo ordine.

In figura 5.48 sono riportate le previsioni di momento flettente, i valori sperimentali sono ottenuti trasformando i valori di curvatura riportati dagli autori in momenti flettenti attraverso la funzione momento curvatura riportata in figura 5.39. In tabella 5.23 è riportato un confronto tra i valori calcolati e misurati di duttilità  $\mu\Delta=Y_{max}/Y_y$  del complesso palo - terreno. Il livello di spostamento massimo  $Y_{max}$  calcolato è assunto in corrispondenza del momento flettente ultimo  $M_{uS}$  ottenuto secondo le indicazioni di Scott et Al.(1982). La profondità di formazione della cerniera plastica è molto ben calcolata.

Palo 3	$H_y$ [kN]	$Y_y$ [mm]	$H_{max}$ [kN]	$Y_{max}$ [mm]	$\mu\Delta$ [m]	$zM_{max}$ [m]
Valori medi misurati	43,3	73,3	52,9	89,6	1,22	0,85
Valori calcolati	53,4	117,2	56,6	131,6	1,12	0,84

Tabella 5.23. Chai & Hutchinson (2000). Palo3, previsione di duttilità.

#### Palo 4

In figura 5.49 si riporta per il palo 4, in termini di curva carichi-spostamenti, il confronto tra i risultati delle analisi numeriche e le misure sperimentali. I risultati fanno riferimento ad analisi condotte considerando la non linearità del terreno e la progressiva riduzione di rigidezza flessionale lungo il fusto del palo all'aumentare delle curvature; sono trascurati, invece, gli effetti del secondo ordine. In questo caso, in cui l'eccentricità di applicazione del carico è pari a  $6D$  e il terreno è moderatamente addensato, non si riesce ad ottenere una buona previsione dei risultati sperimentali pur adottando nelle analisi un valore di angolo d'attrito  $\phi = 25^\circ$ . In figura 5.50 sono riportate le previsioni di spostamento ottenute come risultato di analisi che considerano la non linearità del terreno e gli effetti del secondo ordine. Tre delle analisi (*curva blu*, *curva verde* e *curva marrone*) considerano il palo come un elemento elastico lineare la cui rigidezza flessionale assume valori pari a  $(EI_p)_1$  o  $(EI_p)_{2s}$  (tabella 5.19) o una rigidezza intermedia  $EI_p = 31250 \text{ kNm}^2$  calcolata a ritroso al fine di ottenere la migliore previsione possibile; la quarta analisi (*curva rossa*) porta in conto la progressiva riduzione di rigidezza flessionale lungo il fusto del palo all'aumentare delle sollecitazioni flettenti e consente di ottenere una buona previsione. Il valore di rigidezza flessionale calcolato a ritroso in questo caso è minore rispetto al caso precedente; tale valore medio è infatti dipendente dal livello di deformazioni raggiunte nel corso della prova, deformazioni maggiori in questo caso in cui il terreno è meno addensato. In tabella 5.24 è riportato un confronto tra i valori calcolati e misurati di duttilità  $\mu\Delta$ . Il livello di spostamento massimo  $Y_{max}$  calcolato è assunto in corrispondenza del momento flettente ultimo  $M_{uS}$  ottenuto secondo le indicazioni di Scott et Al.(1982).

Palo 4	$H_y$ [kN]	$Y_y$ [mm]	$H_{max}$ [kN]	$Y_{max}$ [mm]	$\mu\Delta$ [m]	$zM_{max}$ [m]
Valori medi misurati	40,1	44,7	107,3	119,6	1,11	0,93
Valori calcolati	46,1	48,8	171,7	185,4	1,08	0,99

Tabella 5.24. Chai & Hutchinson (2000). Palo 4, previsione di duttilità.

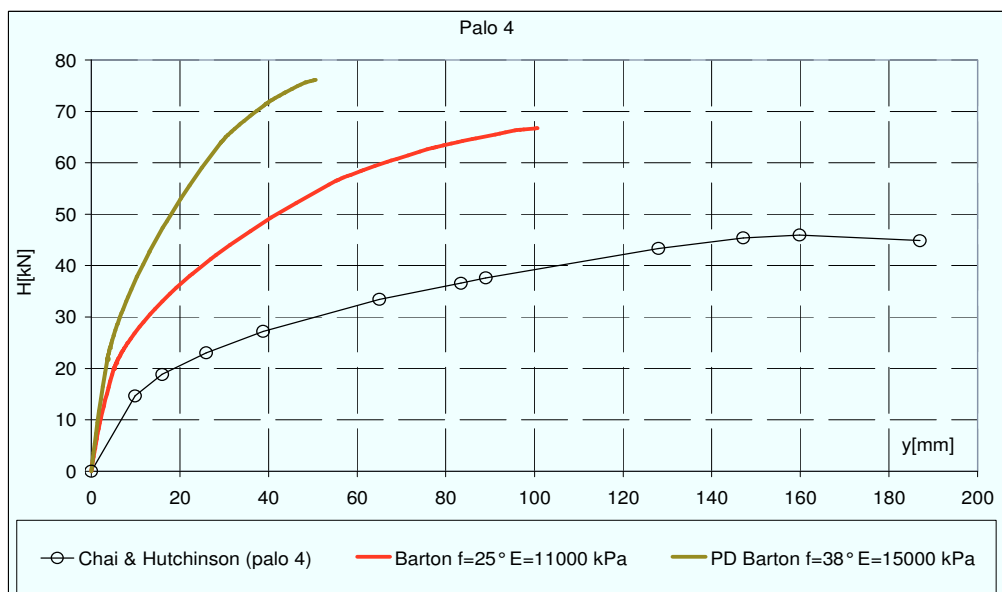


Figura 5.49. Chai & Hutchinson (2000). Palo 4 previsione degli spostamenti ottenuta trascurando gli effetti del secondo ordine.

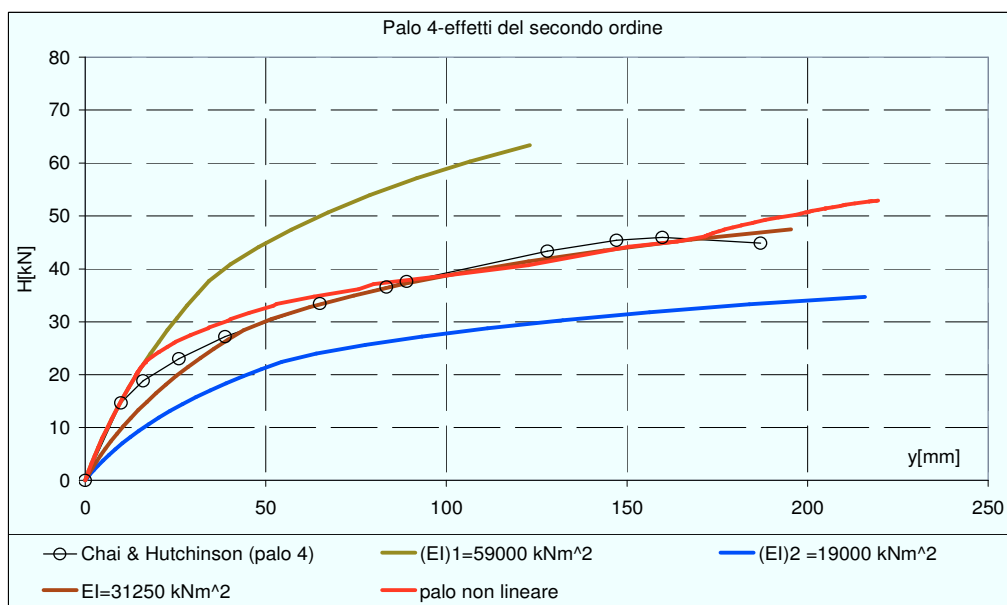


Figura 5.50. Chai & Hutchinson (2000). Palo 4 previsione degli spostamenti ottenuta considerando gli effetti del secondo ordine.

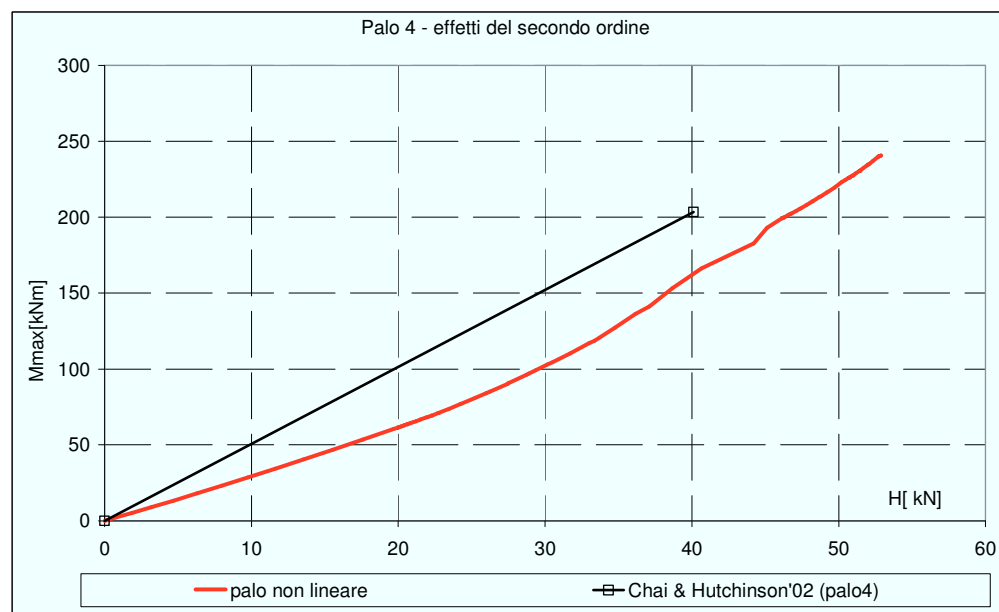


Figura 5.51. Chai & Hutchinson (2000). Palo 4 previsione dei momenti massimi ottenuta considerando gli effetti del secondo ordine.

## 5.3 CASI SPERIMENTALI:TERRENI COESIVI

### 5.3.1 Reese & Welch (1975)

Gli autori hanno realizzato, in Texas, una prova di carico su un palo trivellato in argille dure. La prova, presentata di seguito, è stata analizzata anche in Reese & Van Impe (2001).

Terreno.

Lo strato più superficiale di terreno è di età pleistocenica ed è noto come argilla di *Beaumont*. La stratigrafia è riportata in figura 5.52: si rinvencono argille rosse da dure a molto dure, fino ad una quota di 8,5 m; seguono 0,6 m di piccoli strati alternati di limo ed argilla, disposti al di sopra di un ulteriore strato di argilla limosa marrone molto dura, fino ad una quota di 12,8 m. Il livello della falda è stato rinvenuto, al momento di realizzazione delle prove, a 5,5 m di profondità.

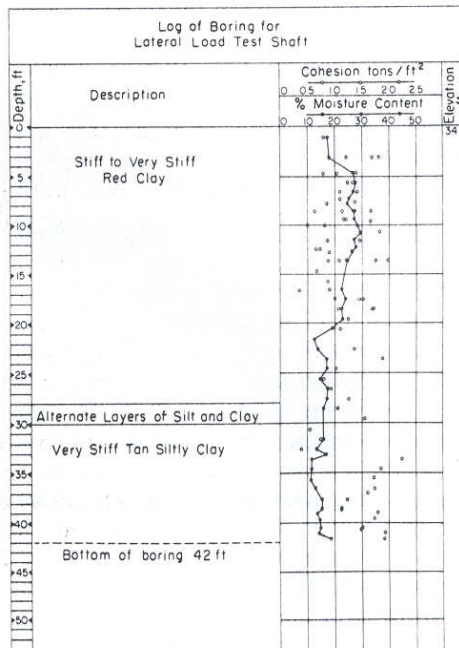


Figura 5.52. Stratigrafia e risultati delle indagini (da Reese & Welch, 1975).



Su campioni di terreno indisturbati sono state condotte, in laboratorio, numerose prove di compressione triassiale non consolidate non drenate. Le prove sono state realizzate a deformazione controllata su provini ottenuti da campioni prelevati, in sito, sia con giacitura orizzontale sia con giacitura verticale; non sono state riscontrate significative differenze nella risposta, il che ha portato a concludere che non vi sia anisotropia nel comportamento delle argille. I valori di coesione non drenata  $c_u$  ottenuti mediante le prove di laboratorio sono riportati in figura 5.52, assieme all'andamento del contenuto d'acqua con la profondità (linea a tratto scuro).

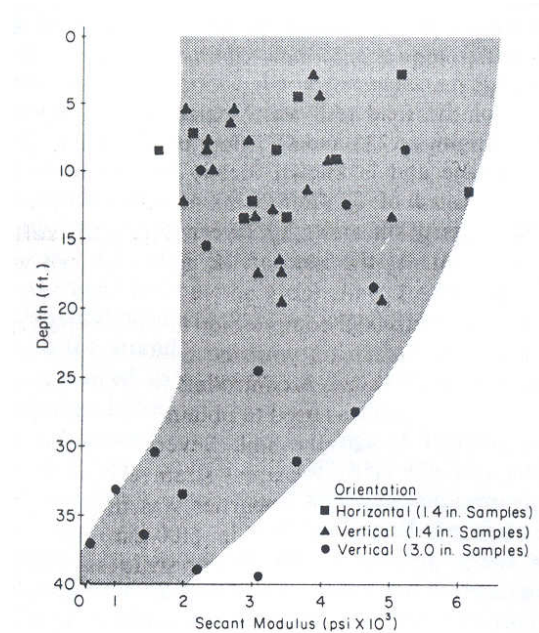


Figura 5.53. Modulo di rigidezza secante al variare della profondità (da Reese & Welch, 1975).

Nei primi 6,1 m di profondità si riscontra un'ampia dispersione dei dati, causata probabilmente dalla presenza di una struttura secondaria; non si osserva una dipendenza definita di  $c_u$  con la profondità, il valore medio è pari a circa  $110 \text{ kN/m}^2$ . A partire dalle prove di compressione gli autori hanno altresì determinato l'andamento del modulo di rigidezza secante  $E_s$  del terreno, ottenuto dalla curva tensioni – deformazioni in corrispondenza del 50% della tensione principale massima. L'andamento di tali valori è riportato in figura 5.53. Nuovamente, si osserva un'ampia dispersione dei dati.

---

## Palo.

Il palo sottoposto a prova è un palo trivellato, per la sua messa in opera è stato realizzato un foro del diametro di 762 mm fino ad una profondità di 12,8 m. Collocata nel foro la strumentazione e la gabbia d'armatura si è provveduto al getto di calcestruzzo, mediante un tubo getto. Con l'ausilio di una cassaforma cilindrica, il fusto del palo è stato poi esteso di 0,6 m al di sopra del piano campagna; la lunghezza totale del palo è dunque di 13,4 m. L'armatura è costituita da 20 barre del diametro di 44,5 mm disposte lungo una circonferenza dal diametro pari a 610 mm. La resistenza a compressione del calcestruzzo è di 24,8 MPa, la resistenza allo snervamento dell'acciaio è di 276 MPa. Il valore del momento flettente in corrispondenza del quale si forma la cerniera plastica nel palo è valutato pari a 2030 kN m da Reese & Van Impe (2001).

## Realizzazione della prova

Il carico applicato è misurato, contemporaneamente, con una cella di carico, disposta fra il martinetto e la struttura di contrasto, e con un trasduttore di pressione, connesso al martinetto. Per la misura degli spostamenti della testa del palo si è fatto ricorso ad un potenziometro lineare e ad un misuratore centesimale; è stata effettuata anche la misura delle rotazioni della testa del palo. Il carico è applicato con una eccentricità  $e = 0,076$  m. Per ogni incremento, è prevista una oscillazione finché gli spostamenti della testa del palo non presentano ulteriori incrementi o finché non si raggiunge un numero massimo di cicli pari a 20. Gli incrementi di carico, da un passo al successivo, sono ritenuti sufficientemente grandi da assumere che le azioni cicliche del passo precedente non influenzino la risposta del sistema palo – terreno al successivo incremento (Reese & Van Impe, 2001). Con la medesima prova, dunque, si è ottenuta una risposta del palo ai carichi statici ed ai carichi ciclici.

All'interno del palo è disposta una colonna strumentata con trasduttori di deformazione per la misura dei momenti flettenti; i trasduttori sono disposti con un interasse di 381 mm per i primi due terzi di palo, e con un interasse di 762 mm per la restante porzione. La colonna è costituita da un tubo cilindrico in acciaio avente un diametro esterno di 273 mm ed uno spessore di 6,35 mm; lo spessore del tubo è tale che la rigidezza flessionale della colonna strumentata risulti pressoché uguale a quella della porzione di calcestruzzo da

essa rimpiazzata. Al termine della realizzazione della prova, al fine di ispezionare il palo, il terreno è stato rimosso fino ad una quota di 6,1 m; sono state rinvenute delle fessure nel calcestruzzo alla quota di 2,4 m dal lato delle fibre compresse e alla quota di 3,4 m dal lato delle fibre tese del palo mentre il calcestruzzo del nucleo confinato è apparso integro. Si è quindi proceduto a caricare il palo come una mensola e a misurare le deformazioni indotte nel palo mediante i trasduttori; il valore di rigidezza flessionale  $E_p I_p$  è risultato variabile sia con la profondità che con il valore forza applicata. Un valore medio di rigidezza flessionale  $E_p I_p$  lungo il fusto è stato definito in funzione del livello di sollecitazione, secondo la relazione:

$$E_p I_p = \frac{M}{\varphi}$$

in cui  $M$  è il momento flettente presente in corrispondenza di ciascun trasduttore di spostamento, ottenuto moltiplicando la forza  $H$  agente in testa per la distanza che intercorre tra il suo punto d'applicazione e il trasduttore,  $\varphi$  è la curvatura del palo, misurata in base alle indicazioni dei trasduttori. L'andamento di  $E_p I_p$  iniziale e la funzione momento - curvatura media sono riportati in figura 5.54.

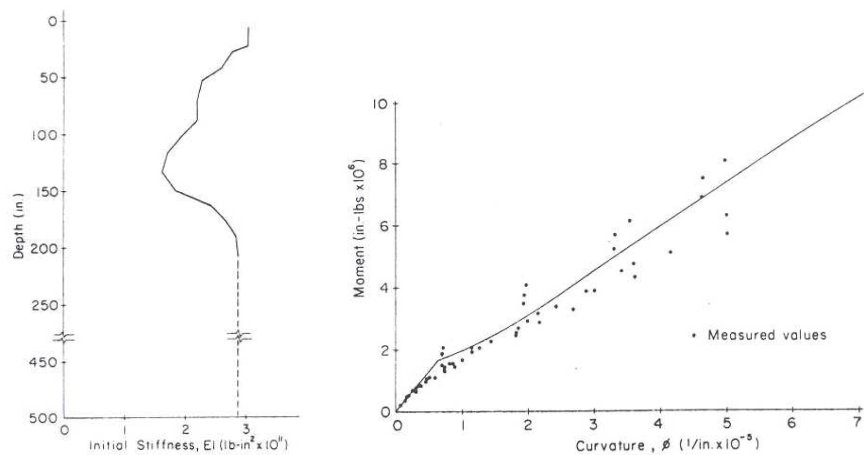


Figura 5.54. Profilo di rigidezza flessionale iniziale e funzione momento curvatura - media  
(da Reese & Welch, 1975)

Risultati e analisi.

In figura 5.55 si riporta il confronto tra la funzione momento-curvatura calcolata con i dati disposizione e l'andamento medio misurato dagli autori riportato in figura 5.54.

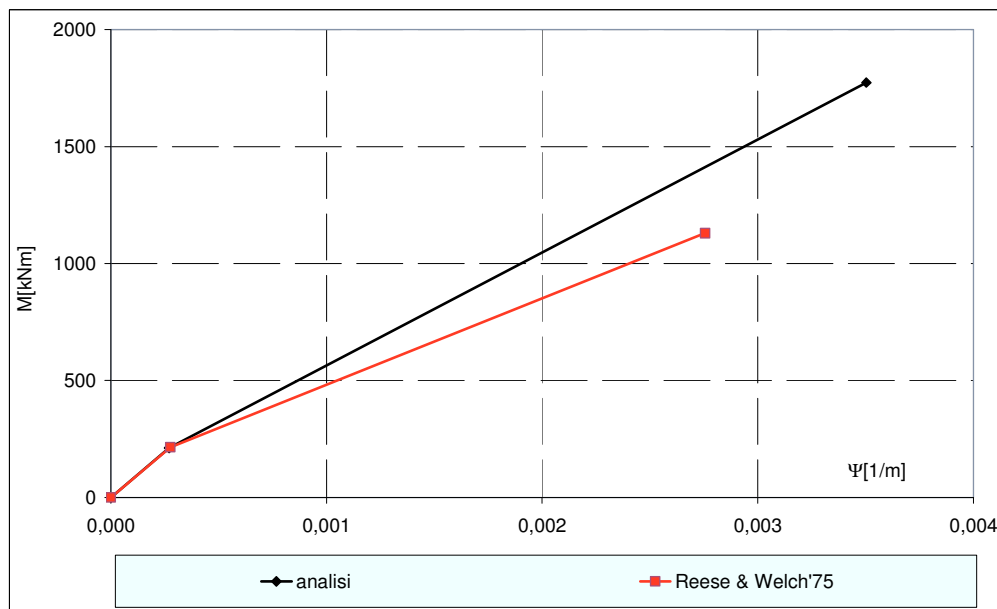


Figura 5.55. Reese & Welch, 1975. Funzione momento curvatura.

$M_f$	$M_y$	$(E_p I_p)_1$	$(E_p I_p)_{2t}$
[kNm]	[kNm]	[kNm <sup>2</sup> ]	[kNm <sup>2</sup> ]
212,1	1774,3	781738,4	483225,7

Tabella 5.25. Collotta et Al.(1979).Valori di momento flettente e rigidezza flessionale utilizzati nell'analisi.

In tabella 5.25 sono riportati i valori calcolati del momento di fessurazione  $M_f$  e del momento di primo snervamento  $M_y$ ; sono riportati altresì i valori di rigidezza flessionale  $(E_p I_p)_1$  per il palo integro e  $(E_p I_p)_2$  per il palo fessurato

(valore tangente  $(E_p I_p)_{2t}$  utilizzato nelle analisi). Il valore medio di rigidità flessionale utilizzato da Reese & Van impe (2001) è  $E_p I_p = 4,0 \cdot 10^5 \text{ kN m}^2$ .

Al terreno è stato assegnato il valore di coesione non drenata medio nei primi 6,1 m di profondità pari a 110 kPa, proporre un profilo di coesione non drenata sembra un'operazione del tutto arbitraria.

Nelle figure 5.56 ÷ 5.58 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.59 ÷ 5.61 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di 3D. In tutti i casi il valore adottato per il modulo di elasticità del terreno  $E_s$  è pari a 125000 kPa. Le previsioni più soddisfacenti si ottengono considerando un profilo di pressione limite per *argille consistenti*. Gli andamenti sperimentali degli spostamenti e delle rotazioni della testa del palo osservati sperimentalmente sono leggermente sottostimati. In relazione ai momenti flettenti, invece, i valori calcolati sovrastimano quelli misurati.

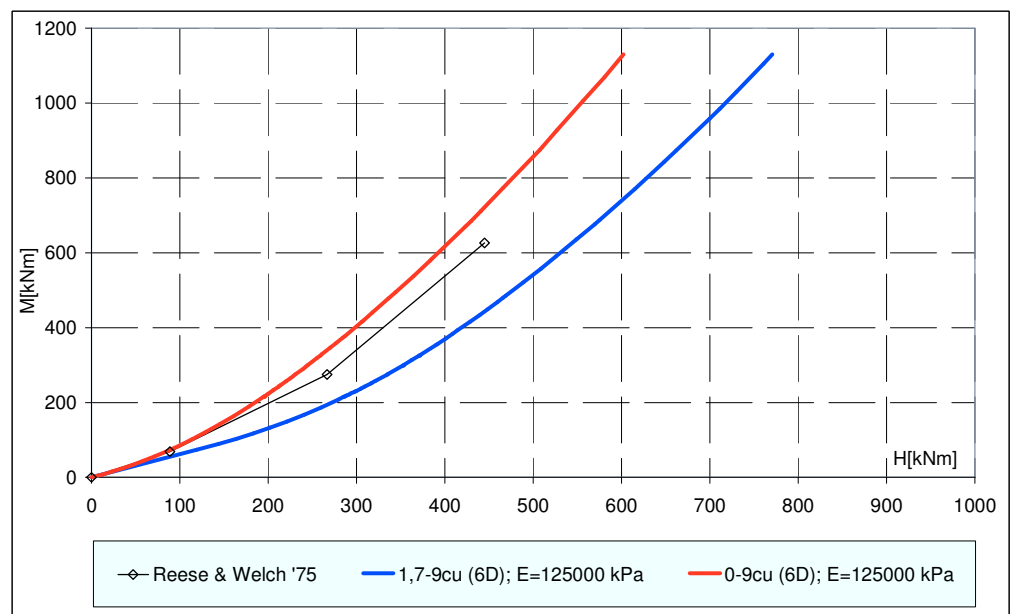


Figura 5.56. Reese & Welch (1975): curve carichi – momenti massimi.

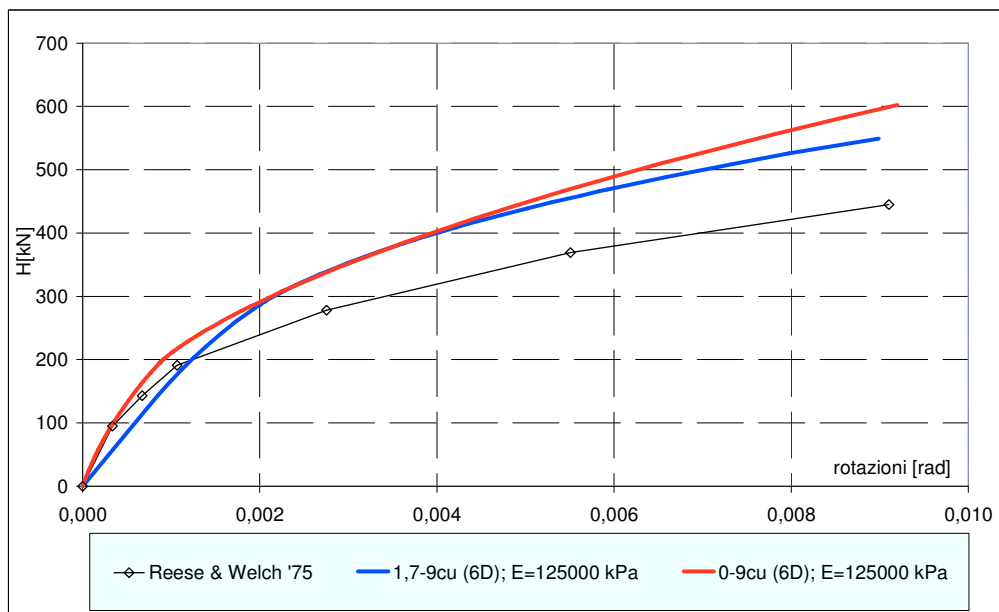


Figura 5.57. Reese & Welch (1975): curve carichi – rotazioni.

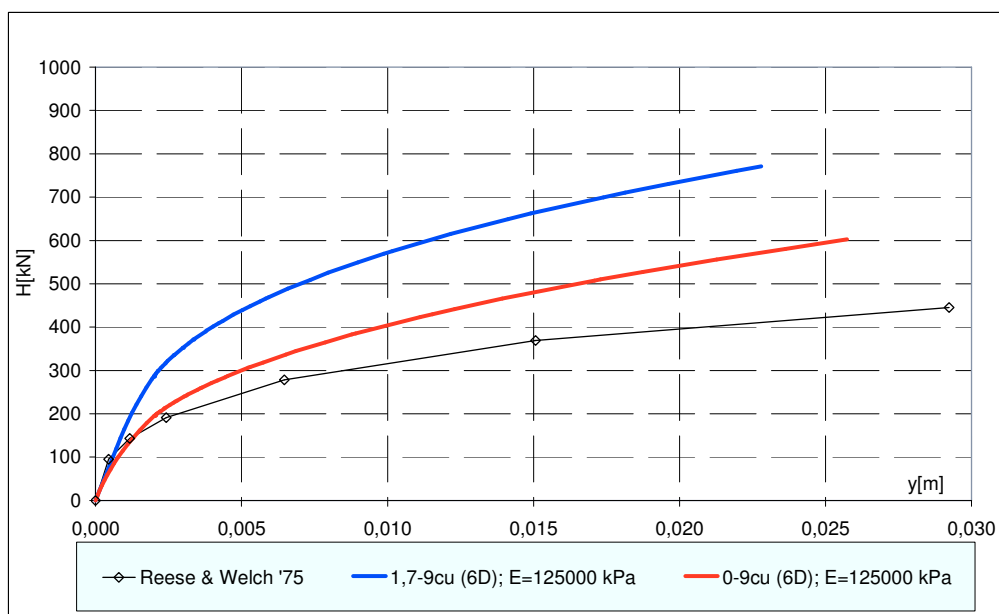


Figura 5.58. Reese & Welch (1975): curve carichi – spostamenti.

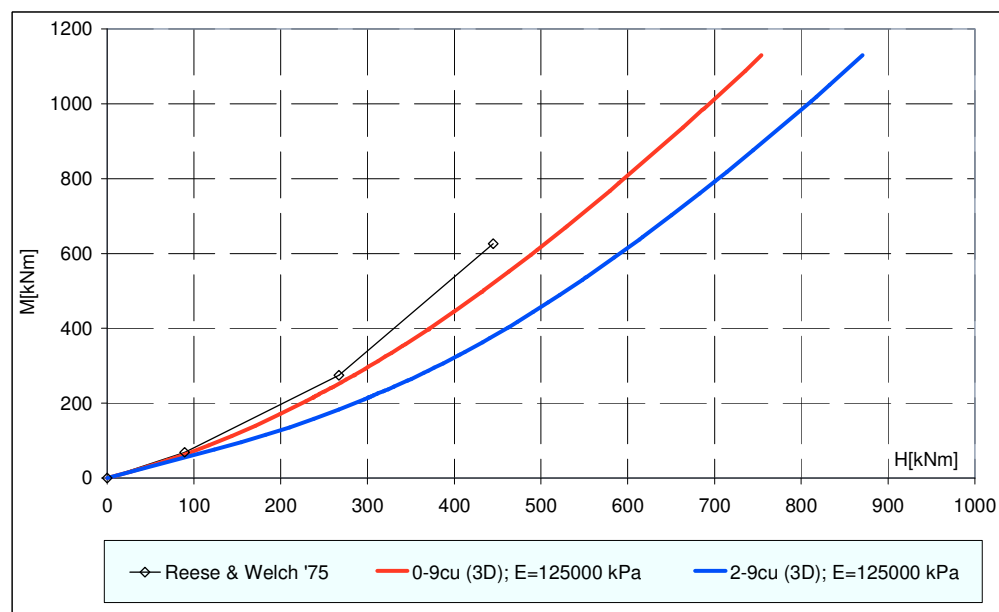


Figura 5.59. Reese & Welch (1975): curve carichi – momenti massimi.

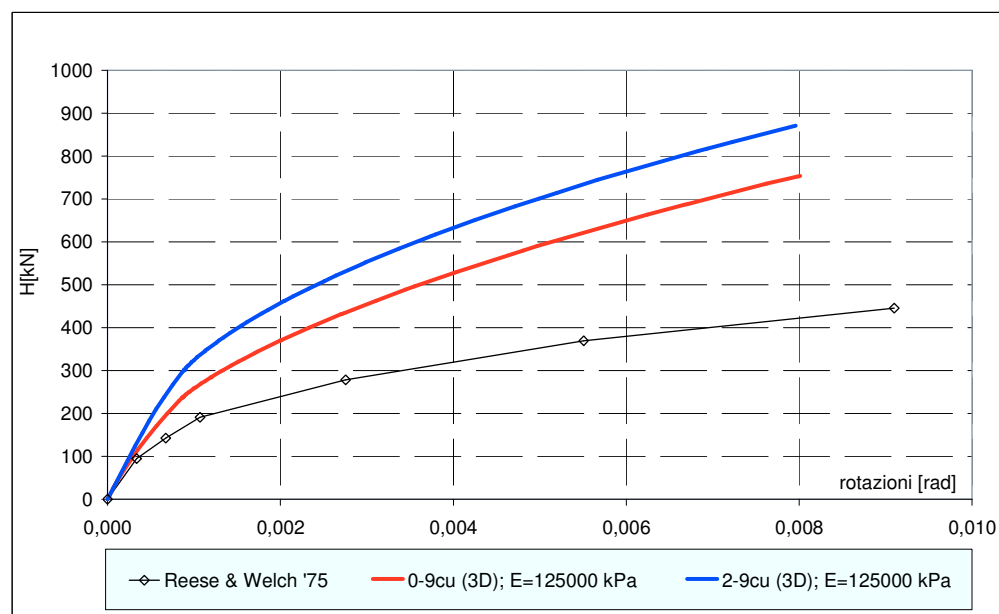


Figura 5.60. Reese & Welch (1975): curve carichi – rotazioni.

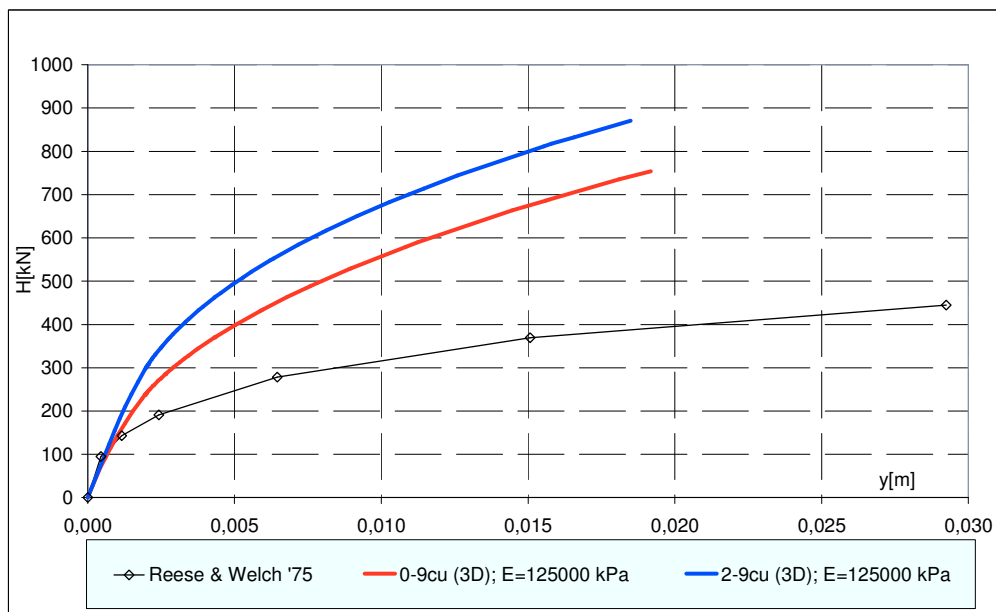


Figura 5.61. Reese & Welch (1975): curve carichi – spostamenti.

### 5.3.2 Callisto (1994)

L'autore riporta i risultati sperimentali ottenuti nel corso di prove di carico su due pali trivellati del diametro di 1,2 m. I due pali sono realizzati con differenti tecnologie dal momento che uno di essi è equipaggiato con un manicotto d'acciaio al fine di ridurre l'attrito negativo che nasce sui pali in conseguenza di un lento processo di consolidazione in atto nel sito di prova. La differente tecnologia esecutiva ha delle ripercussioni sul comportamento del palo; nel seguito si riportano i risultati relativi al palo, denominato P4, sprovvisto di manicotto d'acciaio.

#### Terreno

In figura 5.62 si riporta una rappresentazione del profilo stratigrafico. Una descrizione accurata del sottosuolo e delle caratteristiche meccaniche delle formazioni rinvenute è riportata in Rampello (1994).



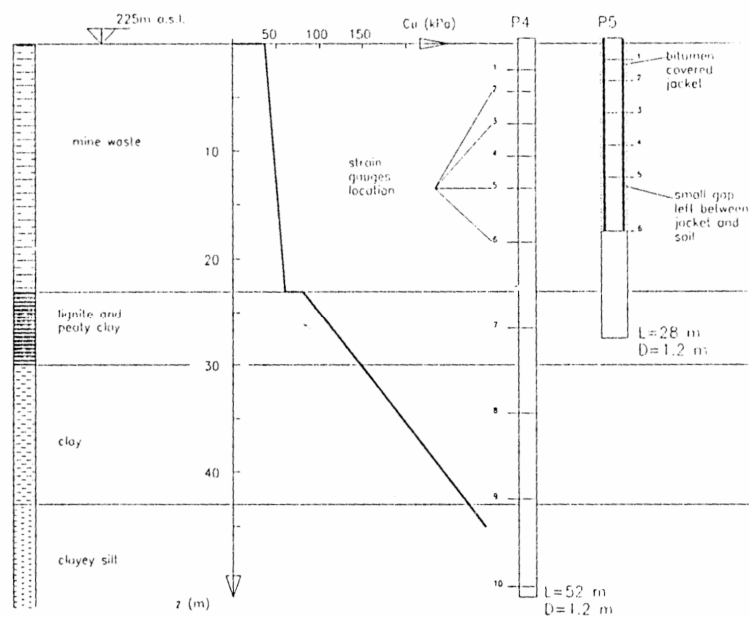


Figura 5.62. Stratigrafia e risultati delle indagini  
(da Callisto,1994)

Table I - Characteristics of the foundation soils

	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$G_s$	$e_o$	$w_o$ %	$W_L$ %	$I_p$ %	$I_L$	CF %	A	$c_u$ kPa	$c'$ kPa	$\phi'_o$
waste mean	18.2	2.77	1.05	37.6	52	27	0.47	40	0.7	53	12	21
c.o.v. (%)	7	1	32	31	27	32	30	39	24	47	40	24
lignite mean	14.5	2.48	1.99	78.0	95	42	0.90	53	0.8	191	27	20
c.o.v. (%)	10	10	25	35	32	31	26	30	42	61	---	---
peaty clay mean	17.2	2.72	1.26	47.0	78	44	0.25	79	0.6	127	22	19
c.o.v. (%)	8	4	25	24	14	15	64	9	19	25	61	12
silty clay mean	19.8	2.77	0.70	26.1	57	33	0.08	64	0.5	190	23	20
c.o.v. (%)	3	2	16	13	14	17	50	14	13	29	65	16
clayey silt mean	20.9	2.73	0.53	18.6	31	14	0.16	31	0.5	300	26	28
c.o.v. (%)	3	1	10	13	18	32	119	29	22	30	86	11

Tabella 5.26. Caratteristiche dei terreni di fondazione (da Rampello, 1994).

---

Nei primi 23 m è presente un detrito di miniera fortemente eterogeneo. A maggiori profondità si rinvencono, in successione, uno strato di lignite dello spessore di circa 7 m, uno strato di torba sovrastante uno strato di argilla limosa dello spessore di circa 13 m e, in ultimo, del limo argilloso fino alla profondità massima indagata di circa 60 m. Le caratteristiche dei terreni sono riportate in tabella 5.26 (Rampello, 1994).

La strumentazione disposta in sito ha rivelato la presenza di un lento processo di consolidazione in atto per cui le pressioni neutre in eccesso sono molto elevate almeno nei primi 50 m a partire dall'attuale piano di campagna.

Nel primo strato i valori di coesione non drenata ottenuti da 54 prove di compressione triassiale standard non consolidate non drenate (TX-UU) sono fortemente dispersi: essi sono compresi nell'intervallo 10-110 kPa con un coefficiente di variazione c.o.v. = 47% ed un valore modale di 30-35 kPa. Oltre alla naturale eterogeneità dei terreni tale dispersione può essere dovuta alla presenza di giunti, alla scala del campione, formati tra gli elementi di argilla che costituiscono il detrito di miniera alterato. In queste condizioni la rottura si verifica probabilmente lungo queste superfici di contorno più deboli piuttosto che nell'argilla intatta. Questi giunti non sono immediatamente identificabili dal momento che a causa dello rigonfiamento e dell'azione degli agenti atmosferici si è verificata, sotto l'azione del peso proprio, una sorta di saldatura tra gli elementi di terreno. Il detrito di miniera così assomiglia ad un deposito continuo in cui comunque è presente una rete irregolare di superfici deboli; esso può essere considerato un deposito eterogeneo di argilla limosa debolmente sovra consolidata (Rampello, 1994)

I valori di resistenza non drenata sono riportati riportata in figura 5.63, i punti pieni rappresentano i risultati delle prove di laboratorio TX-UU mentre le linee continue rappresentano i profili di  $c_u$  ottenuti mediando 75 profili CPT nello strato superficiale e 26 profili CPT nell'argilla limosa. Nello strato superficiale la coesione non drenata cresce leggermente con la profondità da 36 a 60 kPa con una media di 50 kPa. Per la torba e per l'argilla limosa si può assumere un profilo unico.

Il rapporto  $G_0/c_u$  tra il modulo di elasticità tangenziale a bassi livelli di deformazione  $G_0$  (ottenuto da prove cross-hole) e la coesione non drenata è pari a circa 900 nel deposito superficiale; negli strati argillosi inferiori i valori dello stesso rapporto variano tra 500 a 202 m s.l.m. a 1200 a 165 m s.l.m.

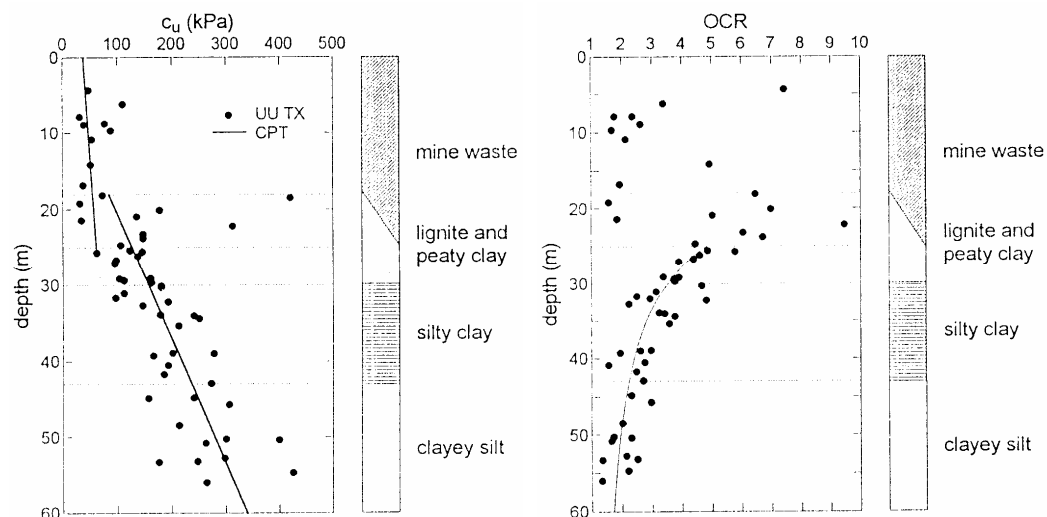


Figura 5.63. Valori di coesione non drenata e OCR (da Rampello, 1994)

### Pali

I pali hanno un diametro di 1,2 m. Il palo P4 ha una lunghezza di 52 m ed è strumentato con 10 coppie di estensimetri, il palo P5 ha una lunghezza di 28 m ed è strumentato con 6 coppie di estensimetri. Il palo P5 è dotato di una *camicia* d'acciaio coperta di bitume utilizzata al fine di ridurre l'attrito negativo esplicito dal terreno a causa del lento processo di consolidazione in atto nel sito di prova: dopo avere trivellato in presenza di fango bentonitico è stata calata la *camicia* dello spessore di 3 mm; in questo modo è stato creato tra la *camicia* ed il terreno una piccola intercapedine piena di fango bentonitico spessa circa 1 cm. Tale intercapedine condiziona il comportamento del palo P5 che non viene considerato, per tale motivo, nelle analisi a ritroso riportate nel seguito.

### Realizzazione della prova

Il carico è applicato con un martinetto idraulico, esso viene misurato con una cella di carico. Gli spostamenti in corrispondenza della testa del palo sono

misurati mediante un trasduttore lineare di spostamenti. Sono presenti inclinometri fino alla profondità di 13 m. Il palo P4 è strumentato con 10 coppie di estensimetri, il palo P5 è strumentato con 6 coppie di estensimetri. Non è indicato esplicitamente il valore di eccentricità di applicazione del carico, dai profili di momento flettente riportati si evince che questa è nulla.

### Risultati e analisi

La funzione momento curvatura utilizzata nelle analisi è fornita dall'autore (figura 5.64).

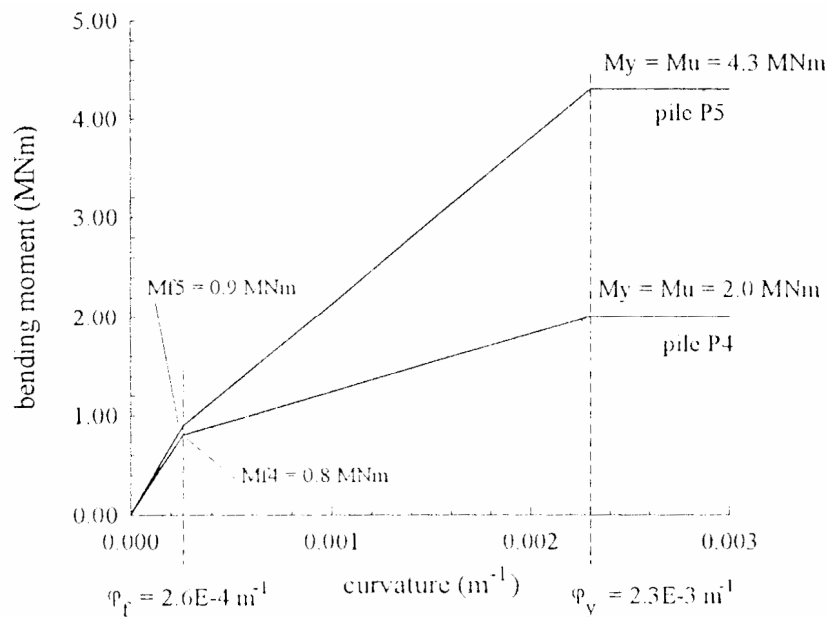


Figura 5.64. Callisto (1994): funzione momento-curvatura per i pali di prova

Le due curve  $M-\Psi$  per le due sezioni sono approssimate da funzioni trilineari. Il valore di curvatura  $\Psi_f = 0.00026 \text{ m}^{-1}$  corrisponde alla fessurazione del calcestruzzo teso mentre  $\Psi_y = 0.0023 \text{ m}^{-1}$  corrisponde al primo snervamento dell'acciaio teso. In riferimento al palo P4 il momento di fessurazione  $M_f$  è pari a 0,8 MNm mentre il momento di primo snervamento dell'acciaio è pari a 2 MNm ed molto prossimo al momento ultimo cosicchè

l'ultimo tratto della curva è stato assunto orizzontale. La *camicia* d'acciaio incrementa molto poco il valore del momento di fessurazione mentre provoca un notevole incremento del momento di primo snervamento cosicché le due curve sono differenti nel tratto compreso tra  $\Psi_f$  e  $\Psi_m$  (Callisto, 1994).

Sulla base dei risultati delle indagini si assunto un valore medio di coesione non drenata  $c_u = 50$  kPa.

Nelle figure 5.65 e 5.66 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.67 e 5.68 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di 3D. In tutti i casi il valore adottato per il modulo di elasticità del terreno  $E_s$  è pari a 75000 kPa. Le previsioni più soddisfacenti in termini di spostamenti in testa si ottengono considerando un profilo di pressione limite per *argille consistenti*; i momenti flettenti massimi calcolati sovrastimano però quelli misurati e l'analisi si interrompe prematuramente per il raggiungimento del momento  $M_y$ .

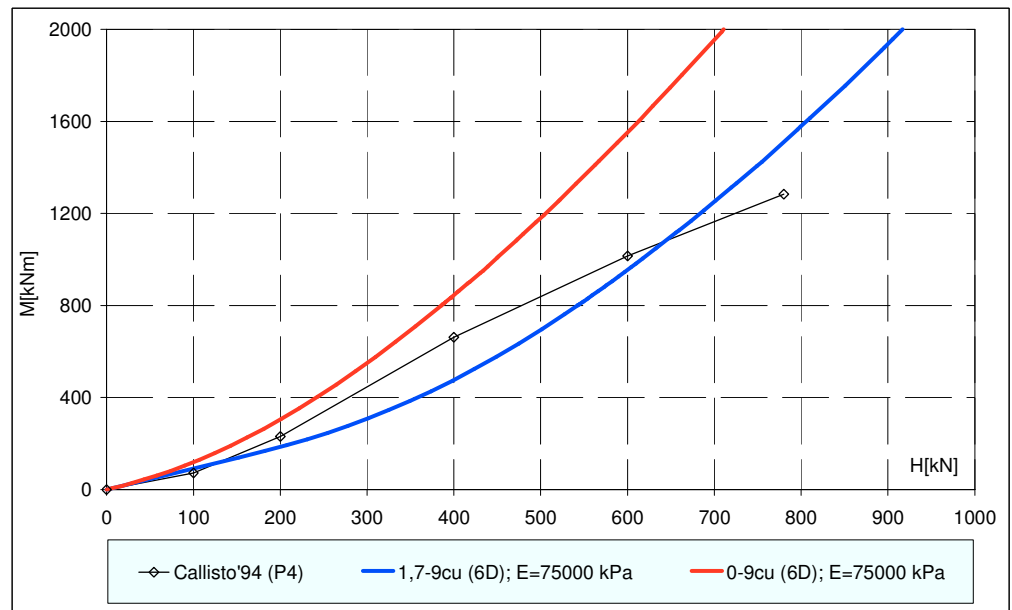


Figura 5.65. Callisto (1994): curve carichi – momenti massimi.

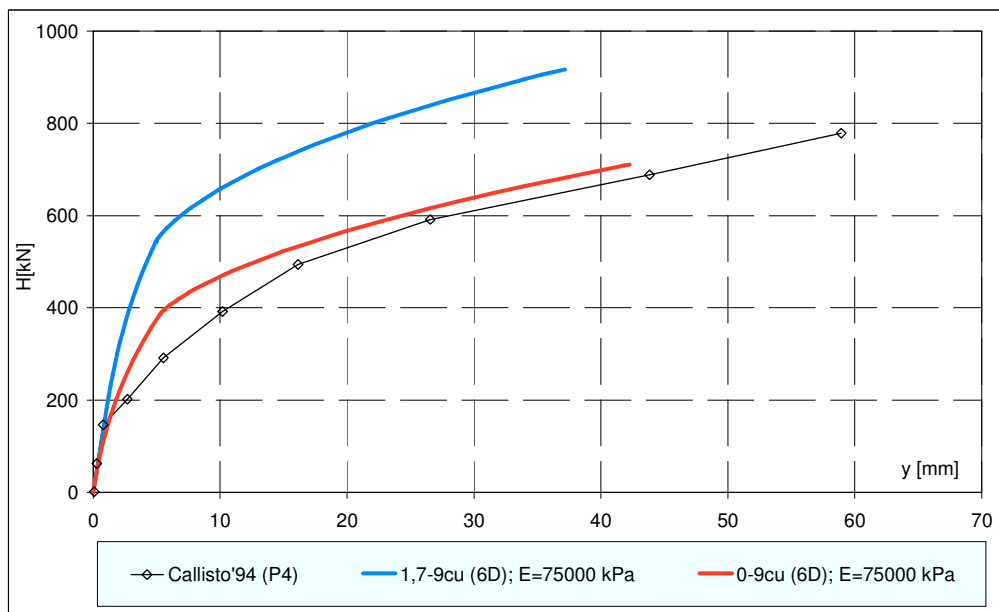


Figura 5.66. Callisto (1994): curve carichi – spostamenti.

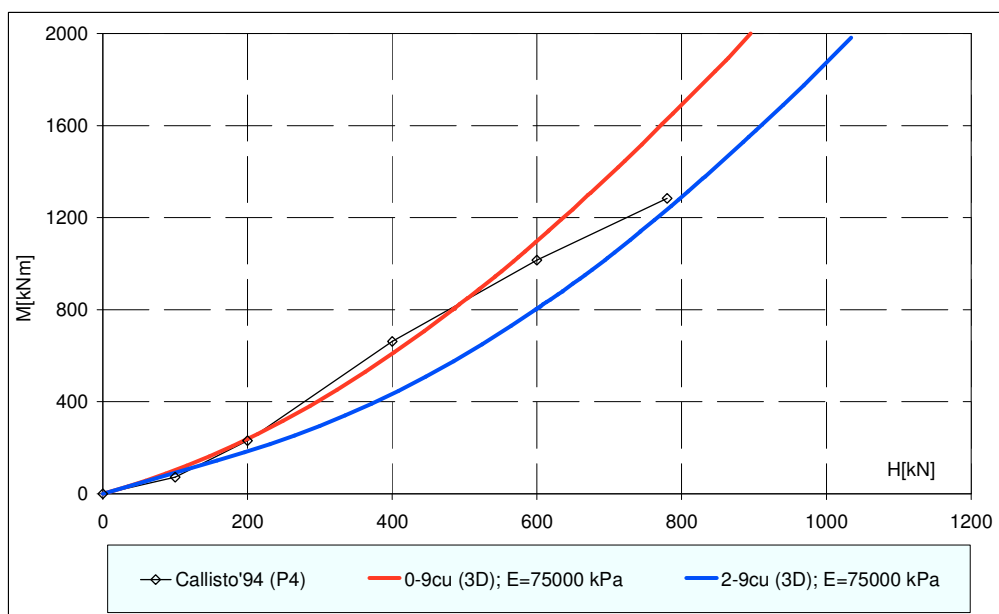


Figura 5.67. Callisto (1994): curve carichi – momenti massimi.

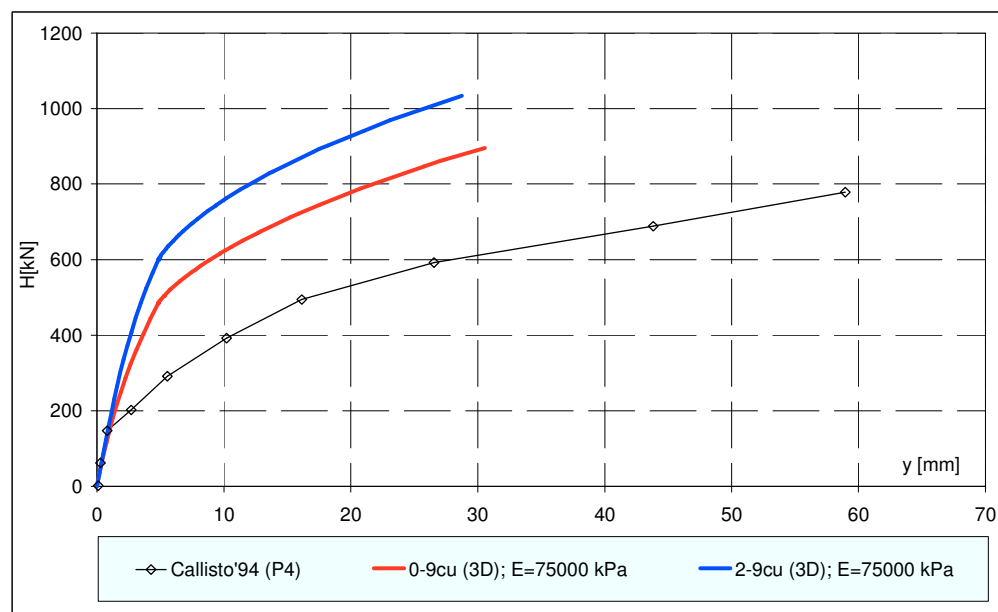


Figura 5.68. Callisto (1994): curve carichi – spostamenti.

### 5.3.3 Lu (1981)

Le prove sono state realizzate in Cina su sei pali trivellati di grande diametro. Di essi solo due, denominati palo 1 e palo 6, sono verticali; i restanti quattro sono inclinati di  $11^\circ$  circa sulla verticale. Di seguito vengono illustrati i risultati ottenuti in riferimento ai pali 1 e 6.

Terreno.

Il terreno è costituito da argille sabbiose, caratterizzate da un peso dell'unità di volume  $\gamma$  di  $20,7 \text{ kN/m}^3$ . I valori del numero di colpi  $N_{SPT}$ , relativo alla prova penetrometrica dinamica, del contenuto d'acqua  $w$ , della coesione non drenata  $c_u$  e dell'angolo d'attrito  $\varphi$ , al variare della profondità, sono riportati in figura 5.69.

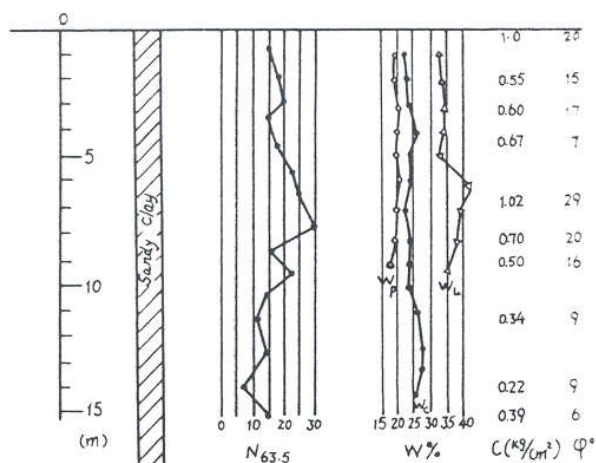


Figura 5.69. Caratterizzazione del terreno (da Lu, 1981).

### Palo.

I pali hanno un diametro medio  $D=1,04$  m. La porzione di palo immersa nel terreno è di 11 m con una parte fuori terra della lunghezza di 0,5 m per l'applicazione del carico esterno. La resistenza a compressione del calcestruzzo varia fra 19,7 MPa e 30,8 MPa. L'armatura è costituita da 12 barre del diametro di 22 mm; le barre sono disposte lungo una circonferenza del diametro di 43 cm e la tensione di snervamento dell'acciaio è di 215,8 MPa. Non sono riportate informazioni sulla tipologia e sul quantitativo di armatura trasversale impiegato.

### Realizzazione della prova.

I carichi orizzontali sono stati applicati mediante un martinetto idraulico e misurati con celle di carico. La prova ha previsto incrementi di carico di 49 kN; nell'intervallo di carico compreso tra 196 kN e 343 kN gli incrementi sono stati di 24,5 kN al fine di individuare con maggiore precisione il livello di carico di fessurazione, critico per la sezione in esame.

Al termine della realizzazione dei fori, prima del getto del calcestruzzo dei pali, sono stati installati manualmente gli strumenti di misurazione, tra i quali trasduttori di deformazione a resistenza elettrica per la misura indiretta dei momenti flettenti, trasduttori di spostamento per la misura degli spostamenti del palo lungo il fusto, e celle di pressione per la determinazione delle reazioni del terreno. Gli strumenti sono stati installati nella direzione di applicazione



del carico (figura 5.70). In relazione al palo verticale, sono riportati i dati relativi alle celle di pressione i quali appaiono, tuttavia, poco attendibili e i dati di tensione nelle barre di armatura longitudinale. Gli spostamenti sono misurati al piano campagna.

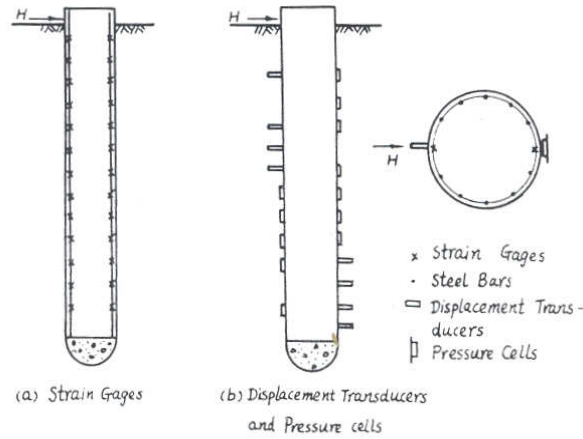


Figura 5.70 Palo di prova e disposizione della strumentazione (da Lu, 1981)

L'eccentricità di applicazione del carico non è espressamente indicata dall'autore; dalla seguente figura 5.71 si può desumere che essa è nulla in quanto al piano campagna le tensioni nelle barre di armatura longitudinale restano nulle all'aumentare del carico applicato.

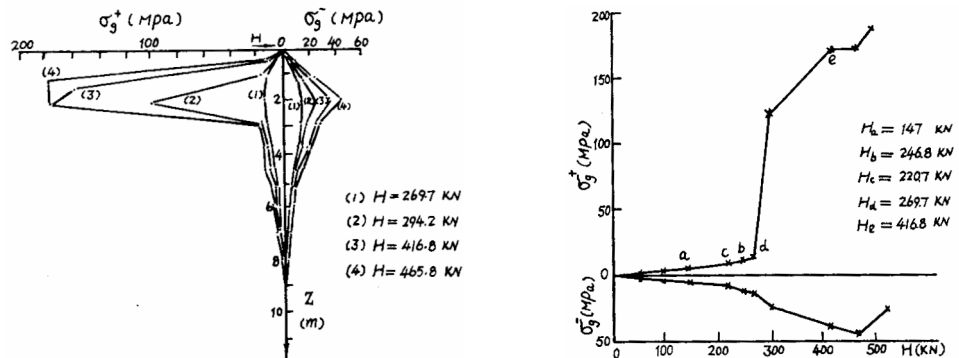


Figura 5.71 Misure di tensione nelle barre di armatura longitudinale (da Lu, 1981)

Raggiunto un livello di carico di 269,7 kN, alla profondità di 2 m, la fessurazione del calcestruzzo comporta il trasferimento delle tensioni di trazione all'acciaio (figura 5.71), in corrispondenza di tale livello di carico si verifica la fessurazione del calcestruzzo.

#### Risultati e analisi

Il valore di resistenza a compressione  $R_{ck}$  è stato assunto pari a 25,3 MPa (valore medio dell'intervallo indicato). In figura 5.72 si riportano i risultati dell'analisi momento curvatura utilizzata nelle analisi. Nell'articolo non sono riportate informazioni sulla tipologia e sul quantitativo di armatura trasversale impiegato, per questo motivo la funzione momento-curvatura è stata calcolata nell'intervallo  $\rho_s = 0,18 \div 1,8\%$ ; come si può ben vedere l'influenza sui risultati del quantitativo di armatura trasversale è trascurabile.

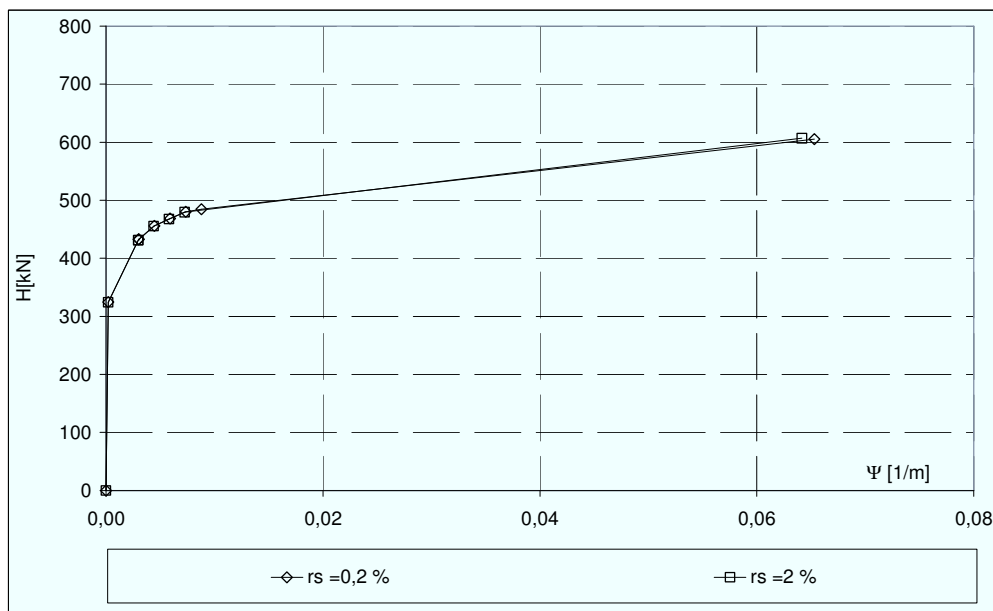


Figura 5.72. Lu(1981): finzione momento-curvatura utilizzata nelle analisi

In tabella 5.27 si riportano i valori calcolati del momento di fessurazione  $M_f$  e del momento di primo snervamento  $M_y$ . Si riportano altresì i valori di rigidezza flessionale  $(E_p I_p)_I$  per il palo integro e i valori di rigidezza flessionale tangente  $(E_p I_p)_{2I}$  per il palo fessurato.

$M_f$	$M_y$	$(E_p I_p)_l$	$(E_p I_p)_{2t}$
[kNm]	[kNm]	[kNm <sup>2</sup> ]	[kNm <sup>2</sup> ]
324,1	431,2	1624000	38636

Tabella 5.27. Lu(1981): Valori di momento e rigidità flessionale utilizzati nelle analisi

Il valore medio di coesione non drenata  $c_u$  ottenibile in funzione dei valori riportati nella figura 5.78 e adottato nelle analisi è pari a 85 kPa.

Nelle figure 5.73 e 5.74 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.75 e 5.76 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di 3D. In tutti i casi il valore adottato per il modulo di elasticità del terreno  $E_s$  è pari a 150000 kPa. Il profilo proposto per *argille consistenti* consente di prevedere bene i momenti flettenti massimi a bassi livelli di carico ma risulta troppo cautelativo nella previsione del carico limite ultimo.

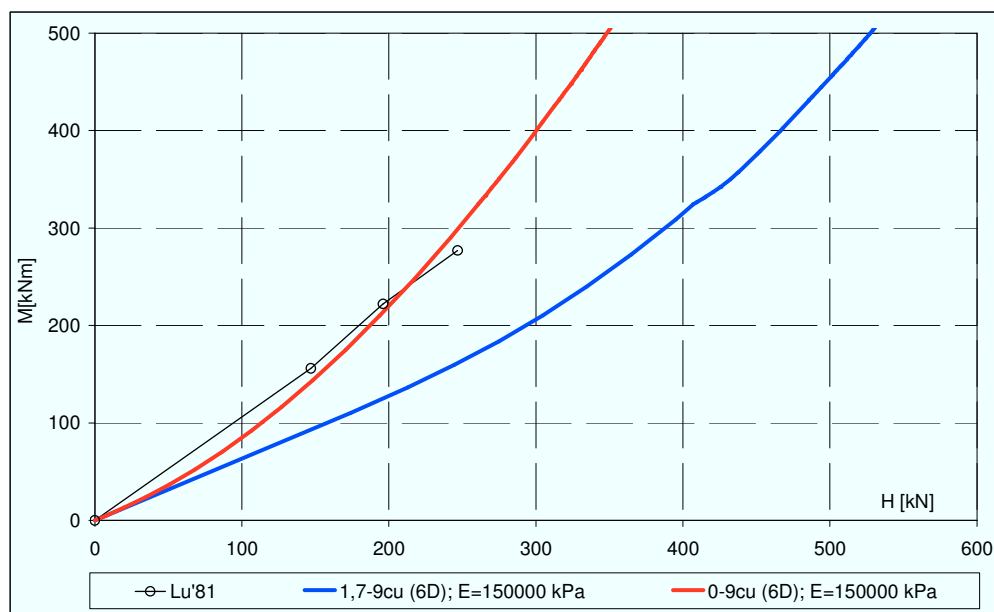


Figura 5.73. Lu (1981): curve carichi – momenti massimi.

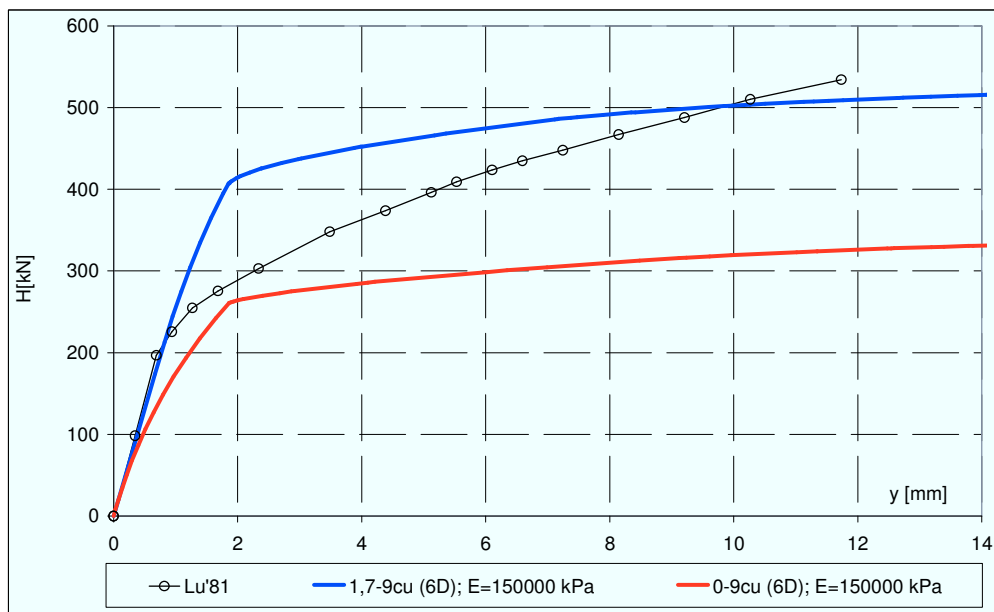


Figura 5.74. Lu (1981): curve carichi – spostamenti.

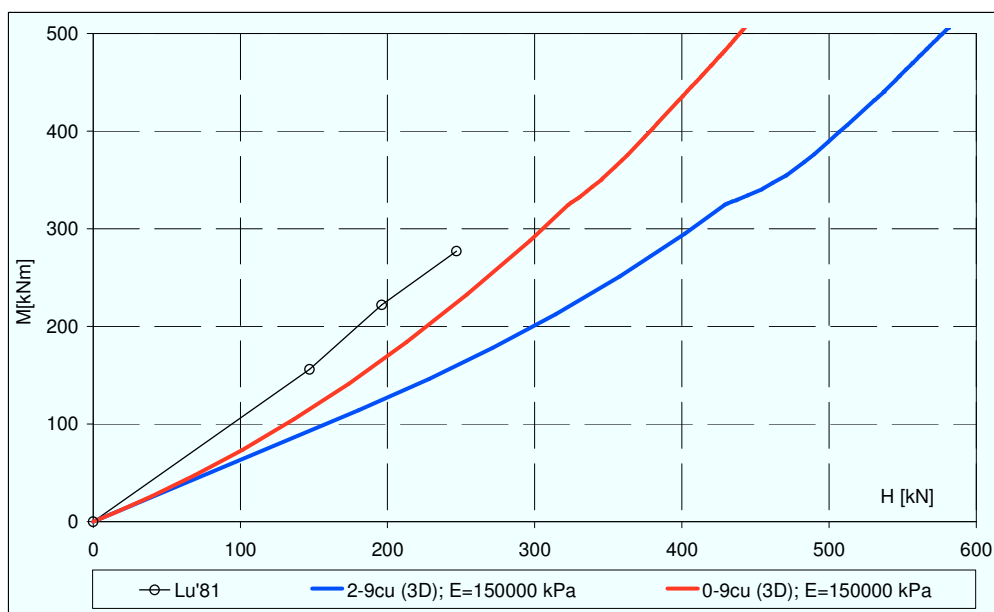


Figura 5.75. Lu (1981): curve carichi – momenti massimi.

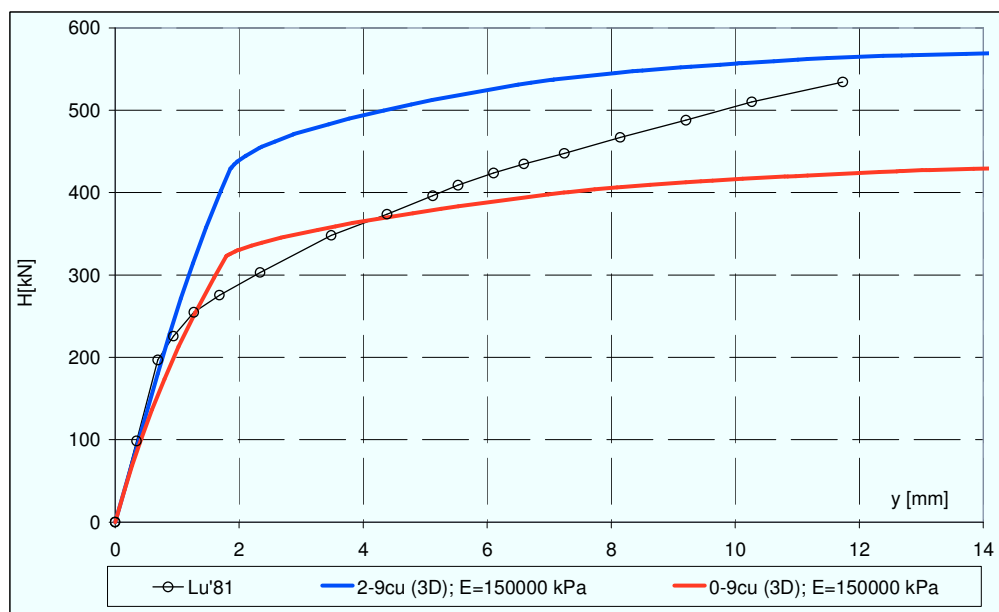


Figura 5.76. Lu (1981): curve carichi – spostamenti.

#### 5.3.4 Sousa Coutinho (2000)

Le prove sono state realizzate nel contesto di un programma di ricerca finalizzato a studiare il comportamento dei pali di fondazione sotto azioni orizzontali, in vista della realizzazione di numerosi ponti autostradali, in Portogallo. Sono state realizzate, nel complesso, sette prove di carico orizzontale in corrispondenza di tre differenti ponti. Nell'articolo, sono riportati i risultati di due di queste prove, condotte nei pressi del fiume Arade. La prima fa riferimento ad un palo singolo ed è riportata di seguito.

Terreno.

Le caratteristiche del terreno in corrispondenza del sito in esame sono riportate in figura 5.77. La successione stratigrafica prevede uno strato di argilla limosa tenera (fino a 12 m di profondità), cui segue uno strato di sabbia argillosa (fino a 26 m) ed uno di sabbia grossa e ciottoli (fino a 44 m). A profondità maggiori, è stato rinvenuto un substrato roccioso. Nella figura 5.77 sono altresì riportate le proprietà meccaniche degli strati, in termini di numero

di colpi  $N_{SPT}$  della prova penetrometrica dinamica, di peso dell'unità di volume  $\gamma$  e di coesione non drenata  $c_u$ . Ai fini della determinazione della risposta del sistema palo – terreno alle azioni orizzontali, lo strato significativo è il primo.

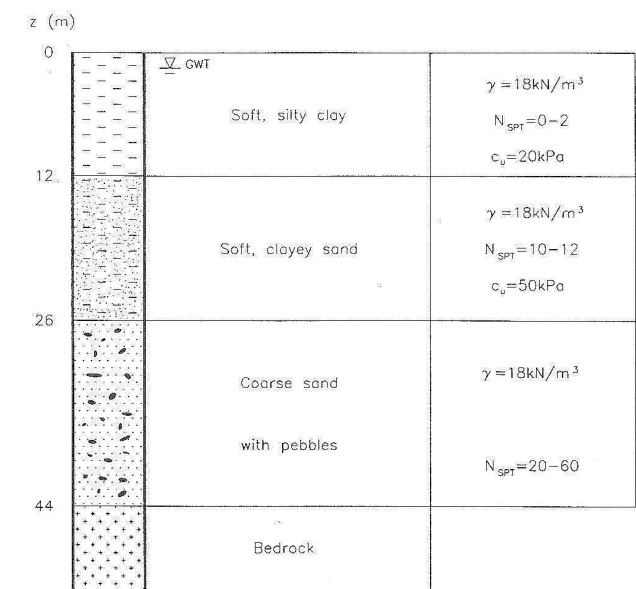


Figura 5.77. Stratigrafia e caratteristiche geotecniche del terreno (da Sousa Coutinho, 2000).

### Palo

Il palo è realizzato mediante asportazione di terreno (trivellato, del tipo *Benoto*) con tubazione di rivestimento per il sostegno del foro, la lunghezza è di circa 48 m ed il diametro nominale di 1,1 m. Mediante prove di laboratorio, si è determinato un valore medio del modulo di Young del calcestruzzo pari a 38,4 GPa. Prima del getto di calcestruzzo, è stata inserita nel foro un'armatura di rinforzo costituita da 12 barre del diametro di 25 mm.

I pali sono stati strumentati mediante trasduttori di deformazione per la misura dei momenti flettenti lungo il fusto; le caratteristiche della strumentazione sono accuratamente descritte in Sousa Coutinho et Al. (2000). I trasduttori di deformazione a resistenza elettrica sono stati applicati, a coppie, alle barre dell'armatura, in posizione diametrale, in asse alla direzione di applicazione del carico. Sono state disposte 15 coppie di trasduttori, ad intervalli di 1 m le prime 10, di 2 m le rimanenti cinque. I dati relativi ai

momenti flettenti, ad ogni modo, non sono riportati. Gli spostamenti della testa del palo sono stati valutati con metodi topografici, mediante teodoliti elettronici. Le rotazioni della testa del palo, invece, sono state valutate tramite inclinometri a bolla.

Il carico è stato applicato, mediante un martinetto idraulico, facendo contrasto su una coppia di pali impediti di ruotare in testa. La forza applicata misurata mediante una cella di carico e due manometri. L'eccentricità di applicazione del carico  $e$  è di 0,3 m.

#### Risultati e analisi.

Il valore di resistenza a compressione del calcestruzzo non è riportato; il valore medio della resistenza a compressione cilindrica è stato ricavato a partire dal valore del modulo di Young del calcestruzzo, ricorrendo alla relazione empirica:

$$f_{cm} = \left( \frac{E_{cls}}{5000} \right)^2 = 59,2 \text{ MPa} \quad (5.26)$$

Il valore della tensione di snervamento dell'acciaio costituente le barre di armatura longitudinale non è riportato; in figura 5.78 si riporta la funzione momento curvatura calcolata con due tipologie di acciaio: Feb 44K e Feb 38K. Si osserva una leggera differenza nei due casi, nei calcoli si è ipotizzato l'impiego di un acciaio FeB 44K con tensione di snervamento di 430 MPa. A prescindere dal valore adottato per la tensione di snervamento dell'acciaio costituente le barre di armatura longitudinale il rapporto tra la rigidezza flessionale per il palo fessurato  $(EpIp)_{2l}$  e la rigidezza flessionale per il palo integro è dell'ordine del 10% in conseguenza del ridotto valore assunto dalla percentuale geometrica di armatura longitudinale  $\rho_l = 0,0062$ .

Acciaio	$M_f$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$(EpIp)_l$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(EpIp)_{2l}$ [kNm <sup>2</sup> ]
Feb 38k	680,2	832,1	2847377,5	69717,0
Feb 44k	689,2	947,1	2885051,7	102283,9

Tabella 5.28. Sousa Coutinho (2000): valori di momento flettente e rigidezze flessionali utilizzate nelle analisi.

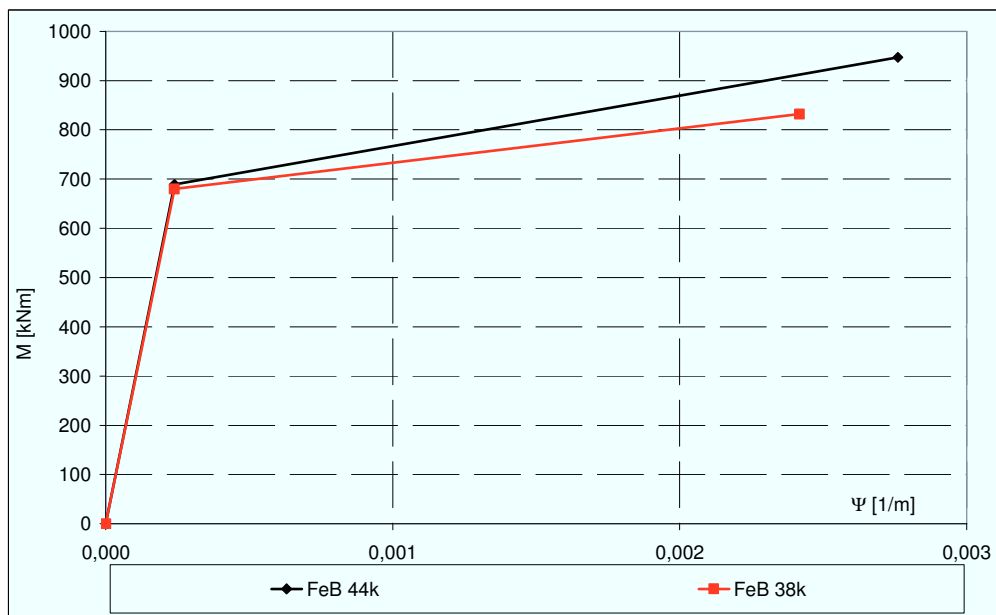


Figura 5.78. Sousa Coutinho(2000): funzione momento – curvatura.

Sulla base dei risultati delle indagini si assunto un valore medio di coesione non drenata  $c_u = 20$  kPa così come suggerito dall'autore.

Nelle figure 5.79 e 5.80 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.81 e 5.82 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ . In tutti i casi il valore adottato per il modulo di elasticità del terreno  $E_s$  è pari a 35000 kPa. Non sono riportate misure di momenti flettenti massimi, la previsione degli andamenti sperimentali e riferita agli spostamenti ed alle rotazioni in testa. I profili di pressione limite che prevedono un valore di pressione limite non nullo al piano campagna consentono di ottenere delle previsioni più soddisfacenti del tratto iniziale delle curve sperimentali. Raggiunto il livello di sollecitazione flettente in corrispondenza del quale si verifica la fessurazione del calcestruzzo le analisi tendono a sovrastimare gli spostamenti e le rotazioni in testa in tutti i casi.



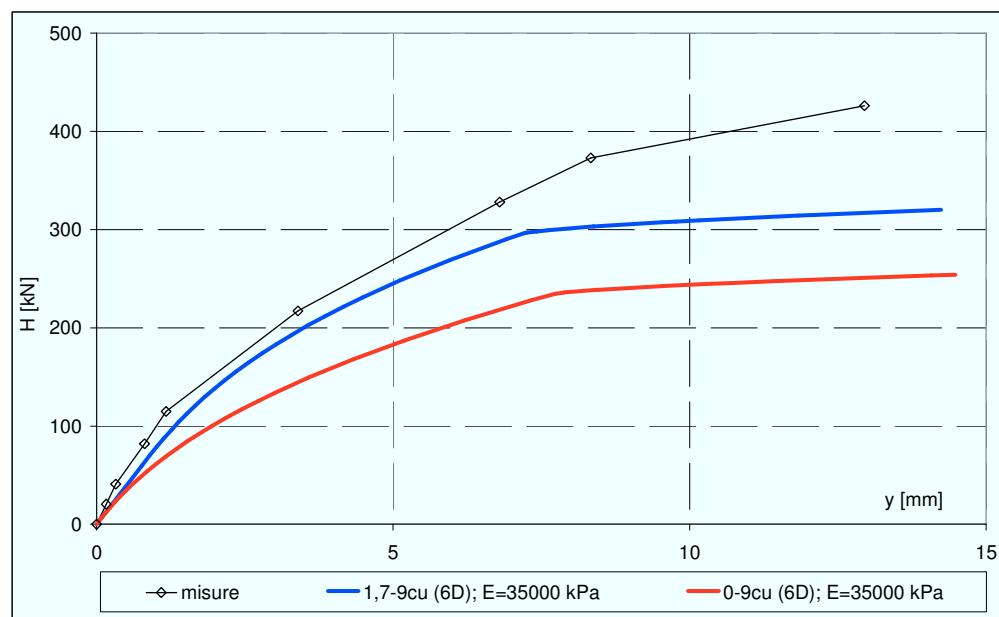


Figura 5.79. Sousa Coutinho (2000): curve carichi – spostamenti.

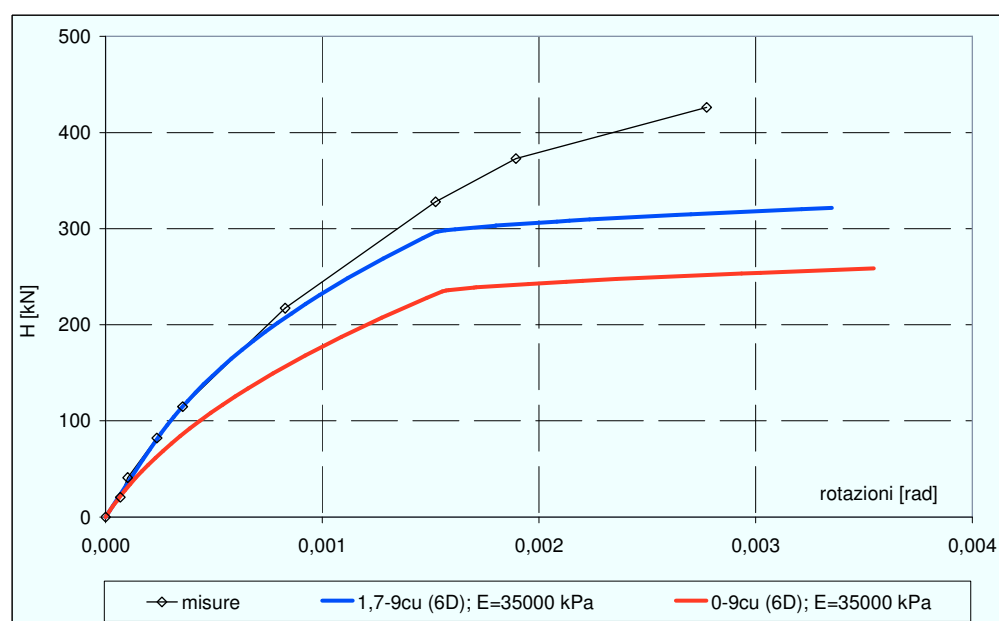


Figura 5.80. Sousa Coutinho (2000): curve carichi – rotazioni.

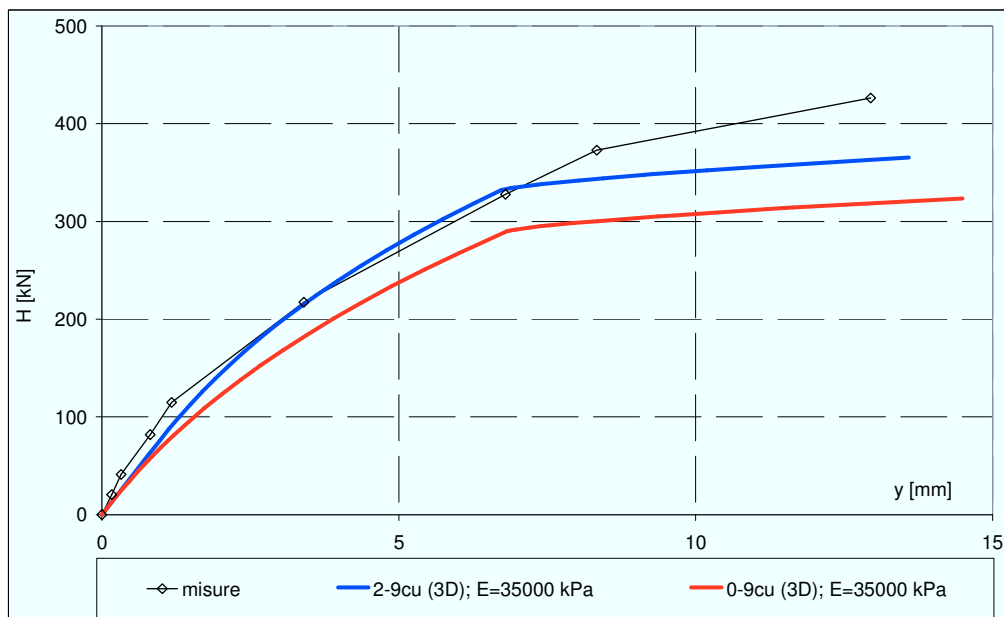


Figura 5.81. Sousa Coutinho (2000): curve carichi – spostamenti.

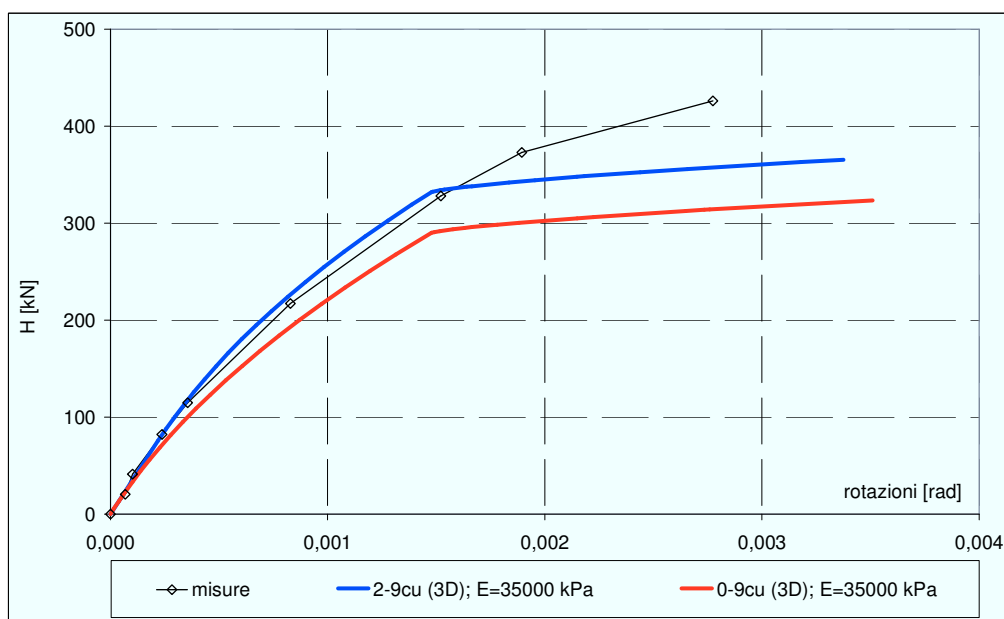


Figura 5.82. Sousa Coutinho (2000): curve carichi – rotazioni.

### 5.3.5 Manoliu et Al. (1977)

Gli autori riportano i risultati di prove realizzate in Romania, in prossimità del fiume Danubio. Sono state eseguite complessivamente 6 prove su pali singoli, 2 dei quali sono stati sottoposti a prove di carico verticale, 4 a prove di carico orizzontale. Sono stati inoltre sottoposti a carico orizzontale 3 gruppi di pali verticali, costituiti da due pali, e due gruppi di pali inclinati, costituiti da due e tre pali, rispettivamente. Di seguito sono riportati i risultati relativi alle quattro prove di carico orizzontale condotte sui pali singoli.

#### Terreno.

Numerosi carotaggi realizzati in sito hanno consentito di ricostruire la successione stratigrafica del terreno nel quale è stata realizzata la prova, riportata in figura 5.83.

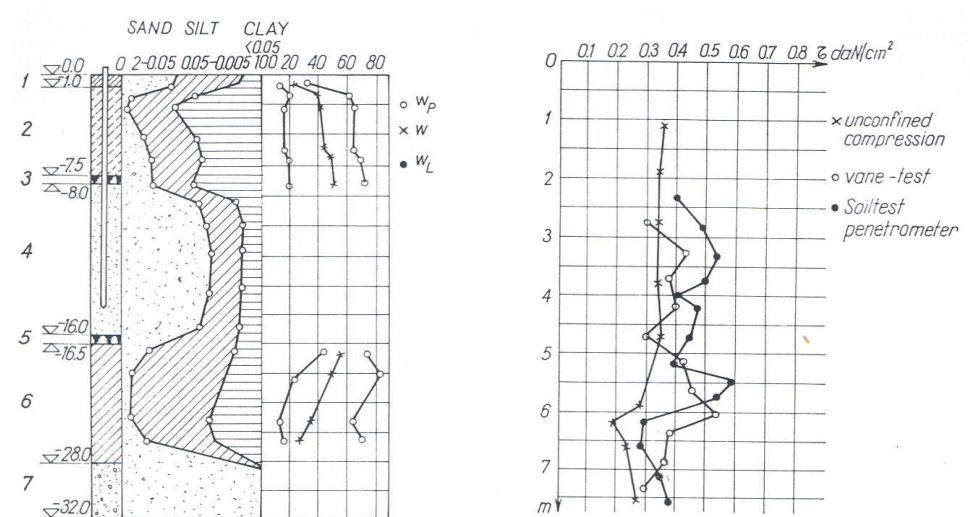


Figura 5.83. Stratigrafia del terreno e risultati delle prove sui terreni a grana fine superficiali (da Manoliu, 1977).

Si distingue uno strato, dello spessore di 1,0 m, di limo sabbioso, cui segue un secondo strato, dello spessore di 6,5 m, costituito da argille limose e limi argillosi, consistenti nella porzione superiore, con consistenza minore alla

---

base. La porosità è circa pari al 50%, il contenuto d'acqua al 45%. Seguono (strato numero 4 e numero 6 in figura, rispettivamente), uno strato di sabbia fine e sabbia fine limosa, ed uno di limo sabbioso ed argilloso di scarsa consistenza. Questi sono intervallati da sottili lenti (0,5 m) di torba (strati 3 e 5 in figura 5.83). Infine (strato 7), oltre i 28 m di profondità, si rinvencono sabbie e sabbia e ghiaia. Al di là della complessità della successione stratigrafica, ai fini della risposta del sistema palo – terreno alle azioni esterne, lo strato più significativo è il primo, costituito da limo sabbioso sul quale non sono riportate informazioni di natura meccanica. La variazione delle caratteristiche granulometriche del terreno (per tutti gli strati) e del valore del contenuto d'acqua e dei limiti di Atterberg con la profondità (per i terreni a grana fine), sono indicati ancora nella figura 5.83 insieme con le caratteristiche meccaniche della porzione di terreno significativa, riportate in termini di coesione non drenata  $c_u$  e determinate a mezzo di prove di compressione monoassiale, prove scissometriche e prove condotte con il penetrometro tascabile.

#### Pali.

I pali sono di calcestruzzo prefabbricato, non sono strumentati, e sono infissi nel terreno mediante battitura. Due dei pali testati (pali 3 e 4) sono di forma quadrata (40 cm x 40 cm), due (pali 5 e 6) di forma rettangolare (35 cm x 45 cm, la dimensione minore è quella ortogonale alla direzione di avanzamento durante la prova). L'armatura è costituita da 8 barre del diametro di 25 mm; la tensione di snervamento dell'acciaio è di 380 MPa. Il modulo di elasticità del calcestruzzo è di 25 GPa. Tutti i pali sono lunghi 17 m, e la porzione immersa nel terreno è di 16 m.

#### Realizzazione della prova.

I carichi sono stati applicati mediante martinetti idraulici. Gli spostamenti delle teste dei pali sono stati misurati mediante trasduttori, con una precisione di 0,01 mm. Sui pali 3 e 4, la lettura degli spostamenti a differenti livelli, ha consentito la determinazione delle rotazioni della testa del palo. L'eccentricità di applicazione del carico è di 0,25 m.

### Risultati e analisi.

In figura 5.84 si riportano, per i pali 3&4 e per i pali 5&6, i risultati delle analisi momento – curvatura.

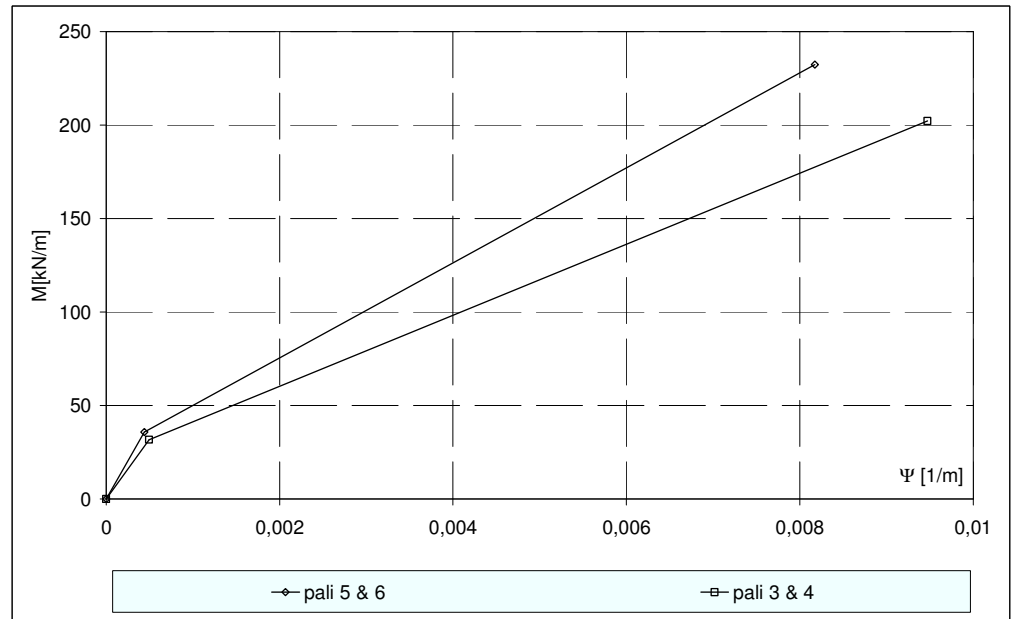


Figura 5.84. Manoliu et Al.(1997): funzioni momento curvatura utilizzate nelle analisi

In tabella 5.29 si riportano i valori calcolati del momento di fessurazione  $M_f$  e del momento di primo snervamento  $M_y$ . Si riportano altresì i valori di rigidezza flessionale  $(E_p I_p)_1$  per il palo integro e i valori di rigidezza flessionale tangente  $(E_p I_p)_{2t}$  per il palo fessurato.

Pali	$M_f$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$(E_p I_p)_1$ [kNm <sup>2</sup> ]	$(E_p I_p)_{2t}$ [kNm <sup>2</sup> ]
3&4	31,8	202,2	64300	19000
5&6	35,9	232,4	81600	25400

Tabella 5.29. Manoliu (2000): valori di momento flettente e rigidezze flessionali utilizzate nelle analisi.

Ai fini della caratterizzazione delle proprietà meccaniche del terreno, si è fatto affidamento sui valori ottenuti mediante la prova di compressione monoassiale realizzata in laboratorio, è stato adottato un valore medio di coesione non drenata  $c_u$  costante con la profondità, e pari a 35 kPa.

Nelle figure 5.85 e 5.86 (pali 3&4) e 5.89 (pali 5&6) sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*.

Nelle figure 5.87 e 5.88 (pali 3&4) e 5.90 (pali 5&6) sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma. Non sono riportate misure di momenti flettenti massimi, la previsione degli andamenti sperimentali e riferita agli spostamenti ed alle rotazioni in testa per i pali 3&4 e ai soli spostamenti in testa per i pali 5&6.

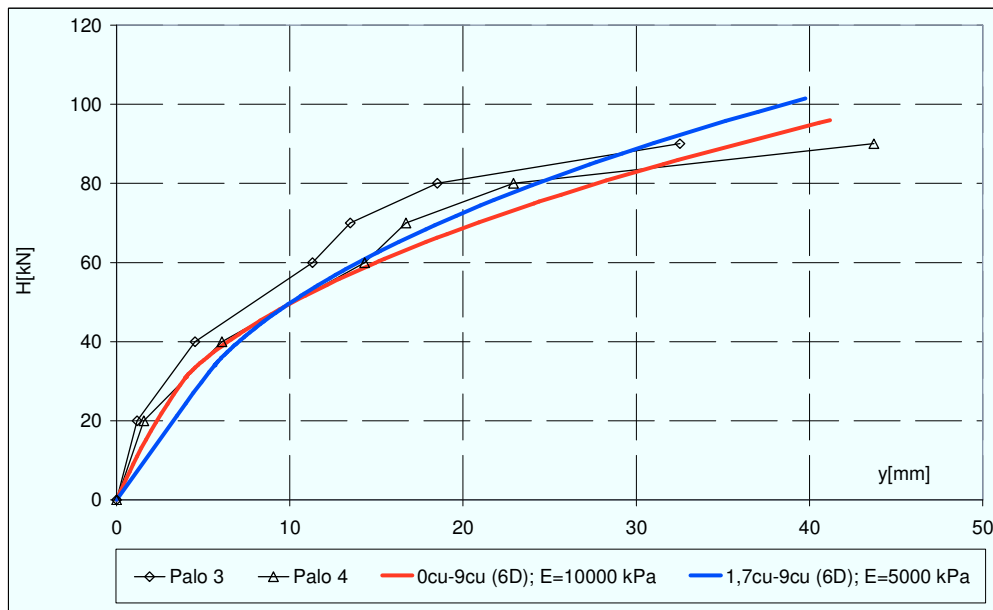


Figura 5.85. Manoliu et al. (1977), pali 3 e 4: curve carichi – spostamenti.

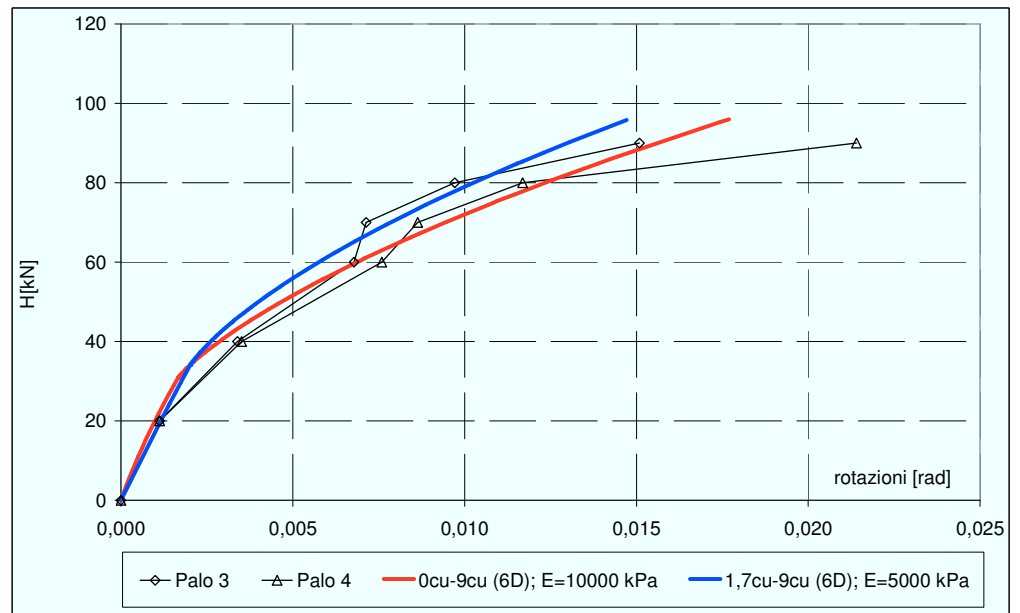


Figura 5.86. Manoliu et al. (1977), pali 3 e 4: curve carichi – rotazioni.

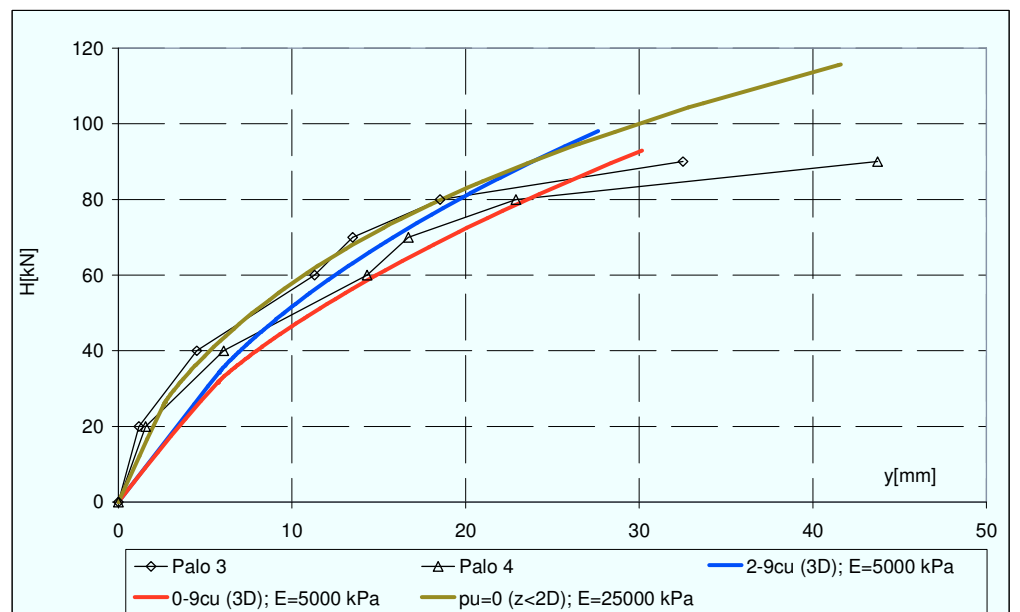


Figura 5.87. Manoliu et al. (1977), pali 3 e 4: curve carichi – spostamenti.

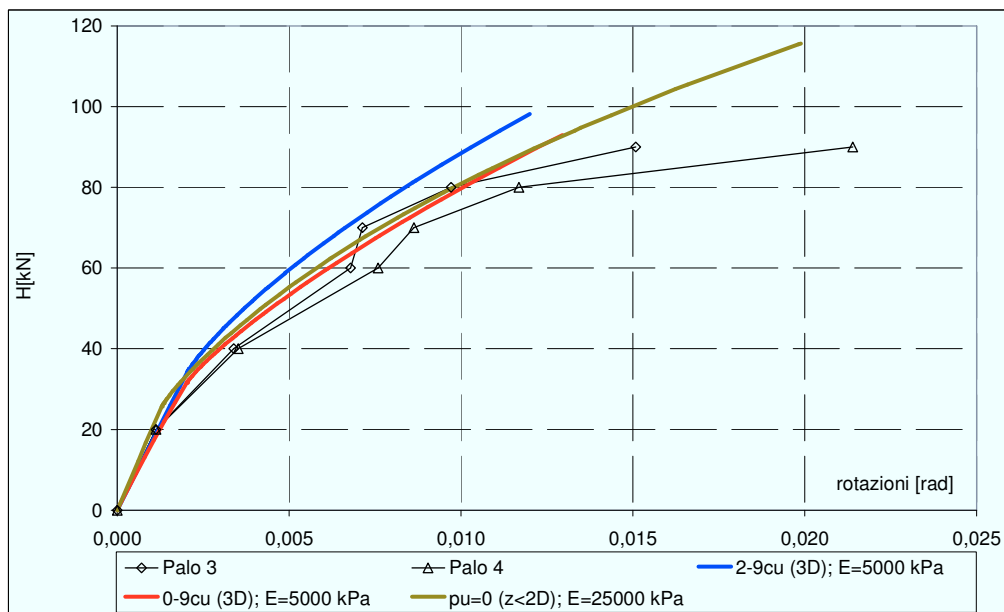


Figura 5.88. Manoliu et al. (1977), pali 3 e 4: curve carichi – rotazioni.

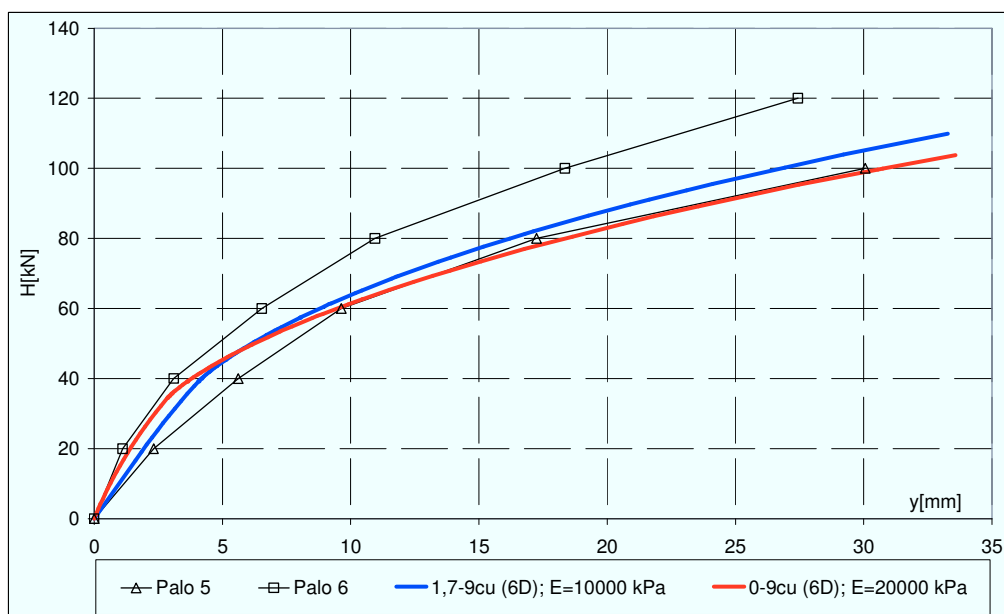


Figura 5.89. Manoliu et al. (1977), pali 5 e 6: curve carichi – spostamenti.



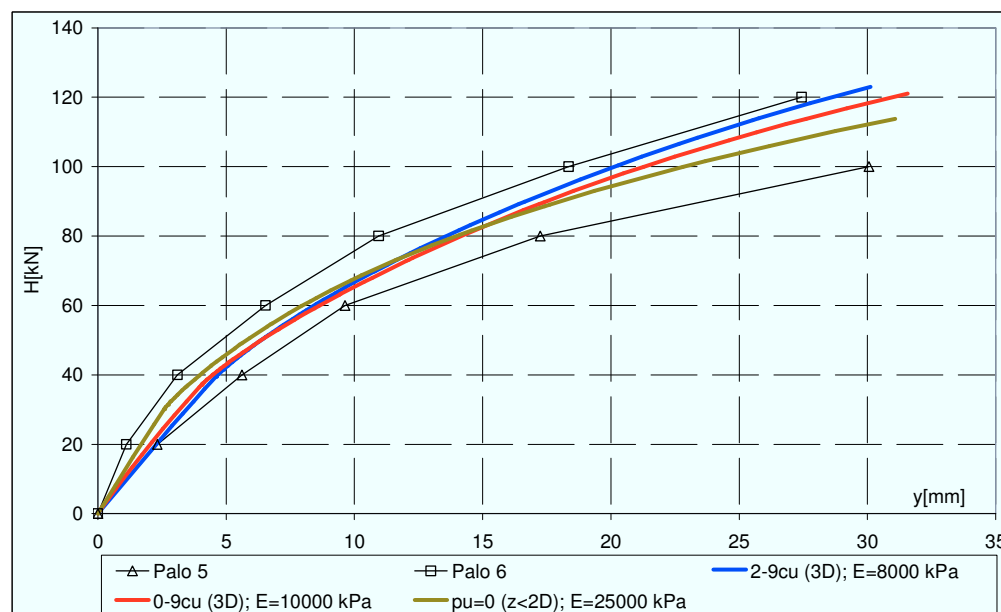


Figura 5.90. Manoliu et al. (1977), pali 5 e 6: curve carichi – spostamenti.

### 5.3.6 Brown et Al. (1987)

Gli autori hanno realizzato delle prove di carico orizzontale a Houston, in Texas, su un gruppo di 9 pali, disposti secondo una configurazione 3x3, in argille dure sovraconsolidate. Per fini di raffronto, sono state altresì realizzate delle prove di carico (due) su pali singoli, secondo modalità analoghe e negli stessi terreni. Di seguito si dà conto dei risultati ottenuti sui pali singoli.

#### Terreno.

Il terreno è costituito da argille e argille sabbiose dure e sovraconsolidate di età pleistocenica (argille di *Beaumont*) fino a 7,3 m di profondità; a profondità maggiori si rinviene un ulteriore strato argilloso, di simili caratteristiche, ma più antico (formazione di *Montgomery*). Entrambe le formazioni risalgono al periodo interglaciale e sono sovraconsolidate per essiccazione. La stratigrafia del sito è riportata in figura 5.91, insieme con i valori del limite liquido  $w_L$ , del limite plastico  $w_P$  e del contenuto d'acqua  $w$ . La successione stratigrafica

presenta: argille dure e molto dure fino a 7,3 m; argille limose e sabbiose, mediamente dure e dure, fino a 13,7 m; limo denso fino a 16,8 m. Le argille comprese fra 1,8 e 2,4 m presentano fessurazioni.

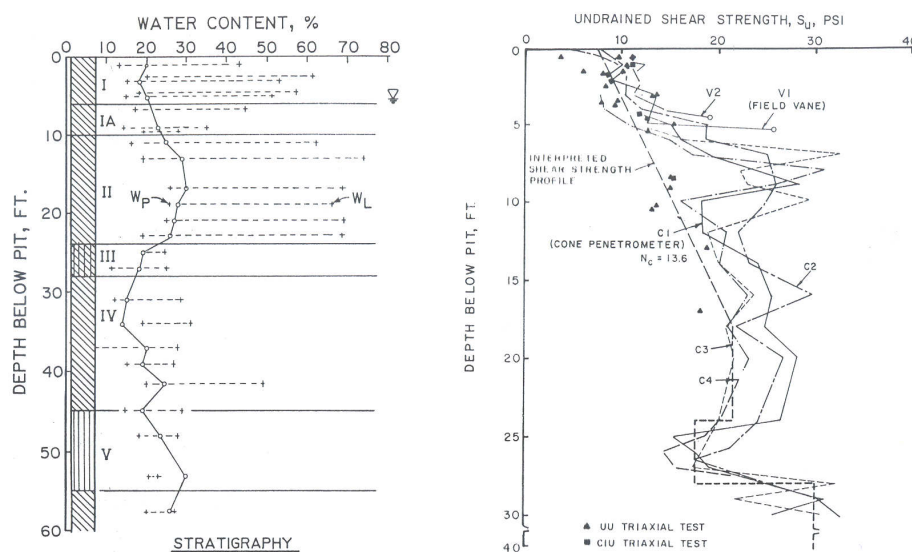


Figura 5.91. Caratteristiche dei terreni di fondazione (da Brown et al., 1987).

Prima di procedere alle prove di carico, al fine di saturare il terreno, è stato asportato un sottile strato di terreno dello spessore di 0,46 m, l'area di prova è stata allagata e il livello dell'acqua mantenuto costante per diversi mesi. La misurazione con prove *cross – hole* della velocità delle onde di compressione ha fornito assicurazioni riguardo al grado di saturazione.

Sono state realizzate prove di compressione triassiale non consolidate non drenate (UU), isotropicamente consolidate non drenate (CIU),  $K_0$  – consolidate ( $CK_0U$ ); prove penetrometriche statiche (CPT), prove scissometriche (FVT), prove con il pressimetro (SBPT); prove di consolidazione unidimensionale. Alcuni dei risultati ottenuti sono riassunti in figura 5.91 in termini di coesione non drenata. I valori di coesione non drenata determinati dalle prove CPT sono stati ottenuti facendo ricorso alla correlazione:

---


$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_c} \quad (5.27)$$

con  $N_c$  determinato in base alle prove scissometriche e posto pari a 13,6. I dati denotano una notevole dispersione, anche in riferimento allo stesso tipo di prova. Tale dispersione è attribuibile alla presenza di fratture prodottesi negli strati argillosi durante il processo di essiccazione, che sono la causa della variabilità dei parametri di rigidezza e di contenuto d'acqua del terreno. Il grado di sovraconsolidazione interpretato in base ai risultati delle indagini decresce da 8, ad una quota di 3,05 m, a 4, ad una quota di 15,24 m (Mahar & O'Neill, 1983).

#### Pali.

I pali sono cilindrici, cavi, in acciaio, del diametro esterno di 273 mm e dello spessore di 9,27 mm; essi sono stati battuti con estremità inferiore chiusa fino a profondità di circa 13,12 m; la battitura e l'allineamento dei pali sono stati agevolati dalla realizzazione di un foro pilota di 203 mm di diametro e 3,05 m di profondità. I pali utilizzati per la prova erano, in precedenza, stati sottoposti a prove di carico verticale e prove di vibrazione con piccola ampiezza. Una descrizione accurata del processo di battitura e delle caratteristiche dei pali è contenuta in O'Neill et Al.(1982).

Uno dei due pali singoli è strumentato con trasduttori di deformazione; questi sono applicati sui bordi esterni del palo, nel piano diametrale contenente la direzione di azione del carico esterno. I trasduttori sono coperti mediante delle protezioni saldate al fusto del palo.

I pali del gruppo erano già stati installati; pertanto, essi sono stati strumentati applicando i trasduttori ad un palo cavo in acciaio di diametro minore, il quale è stato inserito nel palo di diametro maggiore e reso solidale a quest'ultimo mediante un getto di boiaccia che ha colmato l'intercapedine fra i due. Anche la parte interna del palo di diametro minore è stata riempita di boiaccia. La lunghezza del palo interno strumentato è 4,88 m (figura 5.92).

Gli autori non riportano alcun valore di rigidezza flessionale per i pali singoli o per il pali del gruppo; Ochoa & O'Neill (1989) riportano i valori di rigidezza flessionale dei pali del gruppo: il valore di rigidezza flessionale è di 19000 kNm<sup>2</sup> per la parte superiore e di 13400 kNm<sup>2</sup> per la parte inferiore.

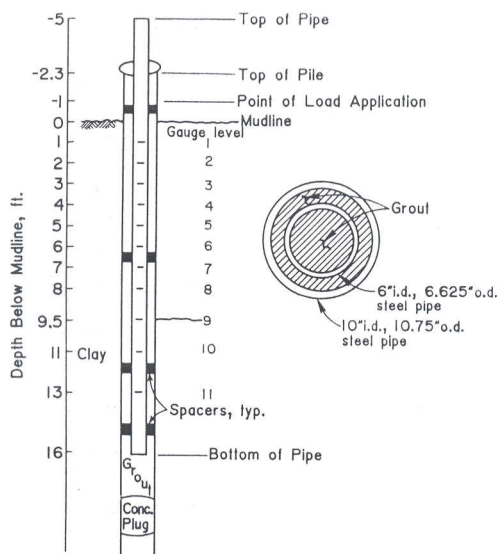


Figura 5.92. Palo di prova e disposizione della strumentazione (da Brown et al., 1987).

#### Realizzazione della prova.

Il carico è applicato in maniera ciclica e bidirezionale, mediante un cilindro idraulico elettro – controllato. La prova è stata realizzata a spostamenti controllati, in tal modo la risposta del terreno al primo ciclo di ogni incremento di spostamento non è condizionata dai cicli precedenti, corrispondendo al comportamento statico del palo (Reese & Van Impe, 2001).

Gli spostamenti dei pali sono misurati mediante potenziometri lineari posti sul tubo interno e a quota 1,52 m dal livello del terreno. Celle di carico misurano la forza trasmessa. Il carico è applicato con un'eccentricità di 0,305 m.

#### Risultati e analisi.

Il valore di rigidezza flessionale  $E_p I_p$  utilizzato è il valore riportato da Ochoa & O'Neill (1989) per la parte inferiore dei pali del gruppo ed è pari a  $1,34 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$ .

Ai fini della determinazione della risposta del palo alle sollecitazioni orizzontali, assume rilievo la caratterizzazione del solo primo strato. Nelle analisi si è adottato un valore medio pari a 65 kPa. Se si considera il profilo di coesione non drenata  $c_u$  consigliato dagli autori (figura 5.91), che prevede un

valore di  $c_u$  variabile linearmente da 52 kPa a 148 kPa nei primi 5,5 m, tale valore medio risulta riferito ai primi 6 diametri di profondità.

Nelle figure 5.93 e 5.94 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*.

Nelle figure 5.95 e 5.96 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma. I profilo di pressione limite suggerito per pali *battuti* consente di ottenere la migliore previsione dei momenti flettenti massimi anche il profilo per proposto per *argille consistenti* consente di ottenere una buona previsione.

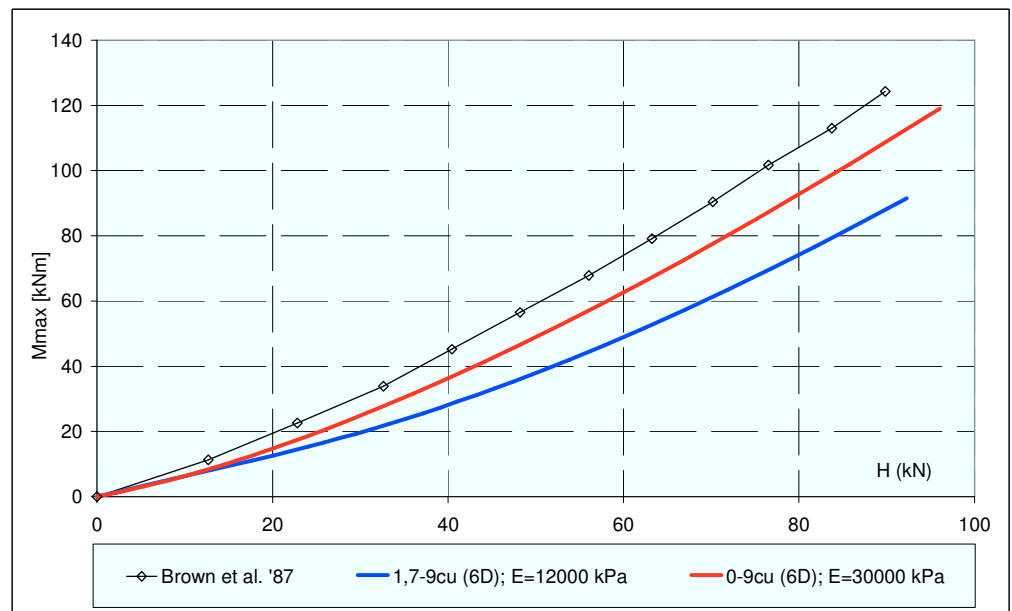


Figura 5.93. Brown et al. (1987): curve carichi – momenti massimi.

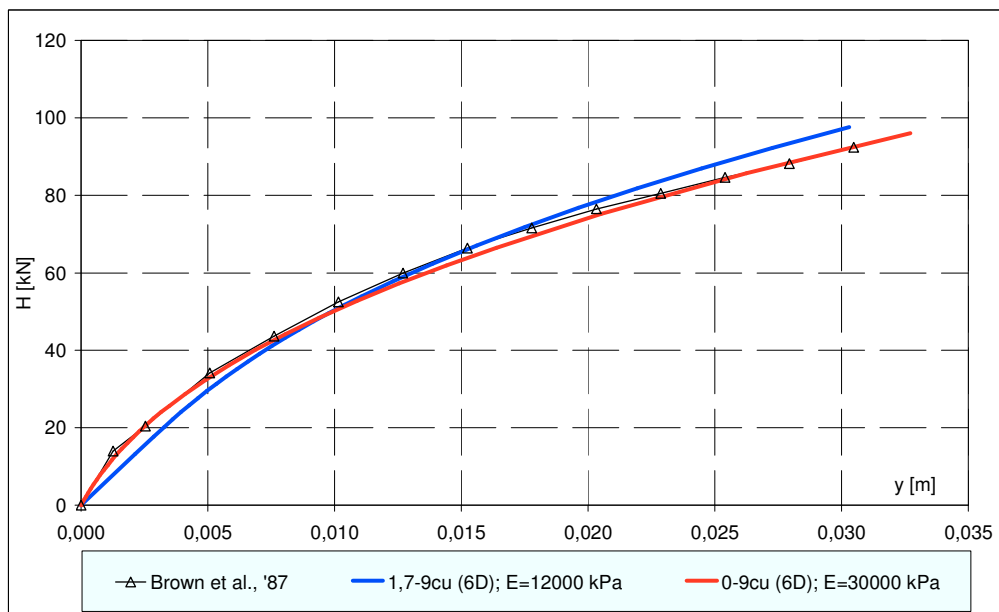


Figura 5.94. Brown et al. (1987): curve carichi – spostamenti.

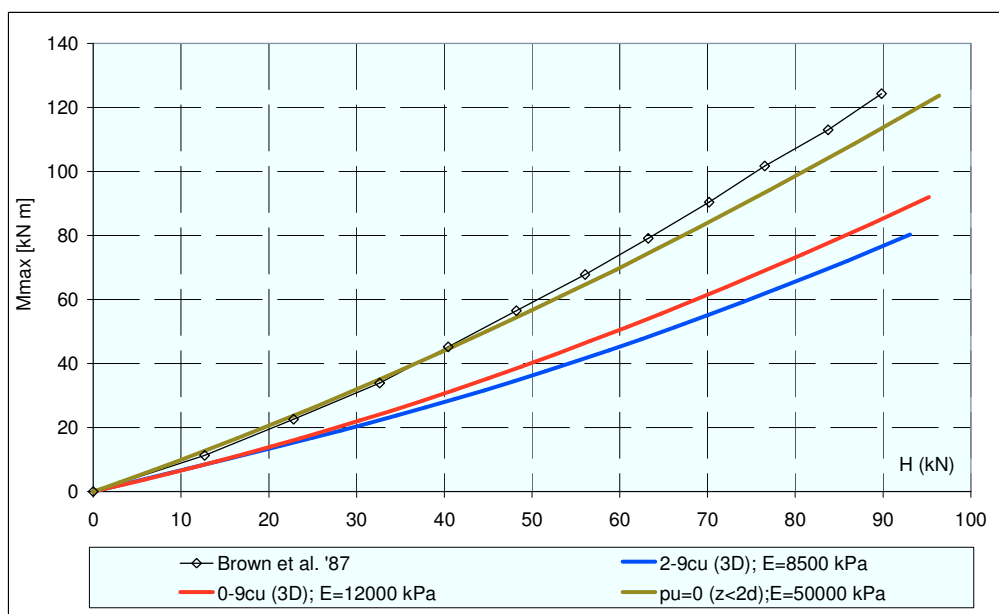


Figura 5.95. Brown et al. (1987): curve carichi – momenti massimi.

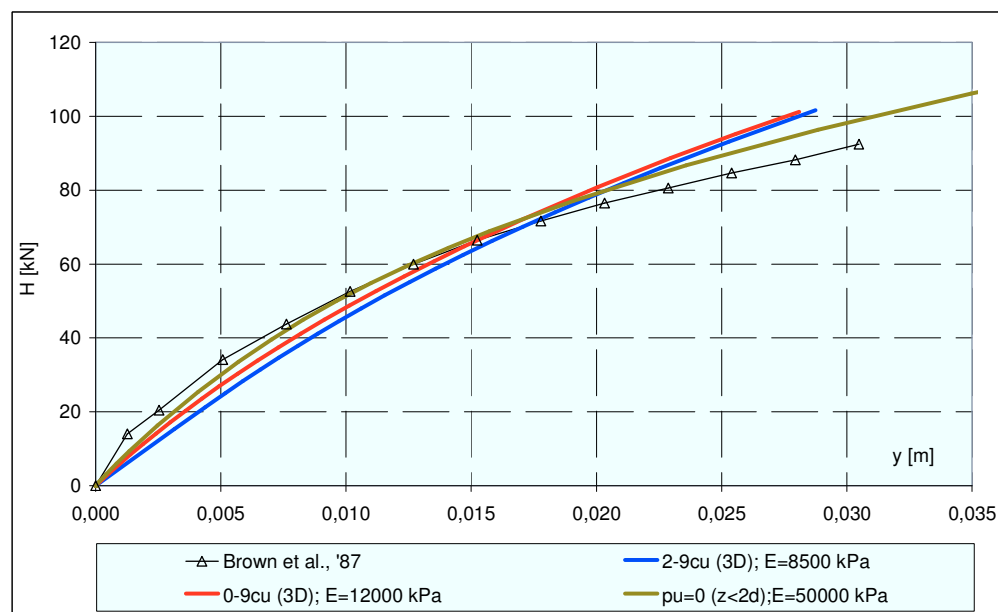


Figura 5.96. Brown et al. (1987): curve carichi – spostamenti.

### 5.3.7 Mandolini & Viggiani (1992)

Le prove di carico orizzontale su pali effettuate dagli autori si inseriscono in un più generale complesso di prove ed indagini condotte in corrispondenza del fiume Garigliano, nel Lazio, nell'ambito dei lavori di realizzazione di un viadotto stradale. Le prove di carico orizzontale hanno l'obiettivo di fornire informazioni sul comportamento dei pali, utilizzati per le fondazioni delle spalle e delle pile del ponte, nei terreni presenti in sito. Di seguito, sono riportati i risultati delle prove eseguite su due pali di fondazione, realizzati in corrispondenza della zona nord del sito.

Terreno.

Nell'area di interesse, fino al 1991, sono stati realizzati 15 sondaggi, spinti a profondità comprese fra i 40 m ed i 65 m, ed eseguite 34 prove penetrometriche CPT, fino a profondità comprese fra 13 m e 51 m. Sono stati inoltre prelevati numerosi campioni di terreno indisturbati, successivamente

sottoposti a prove di laboratorio. Nel corso della realizzazione dell'opera, proseguita fino al 1994, le informazioni sulle caratteristiche del terreno sono state integrate con la realizzazione di ulteriori sondaggi e prove CPT, con la realizzazione di prove dilatometriche e di prove *cross – hole*. Il complesso dei risultati delle indagini è riportato in Russo (1996). In base ad esso, si è determinata la schematizzazione del profilo di sottosuolo riportata in figura 5.97. Il sottosuolo è costituito, nei primi 40 – 50 m di profondità, da terreni limo argillosi e limo sabbiosi, con elevato contenuto organico e consistenza ridotta. Sono presenti, sporadicamente, sacche o lenti di sabbie e di materiali torbosi. Al di sotto del banco limo argilloso, sono presenti strati di sabbie e ghiaie.

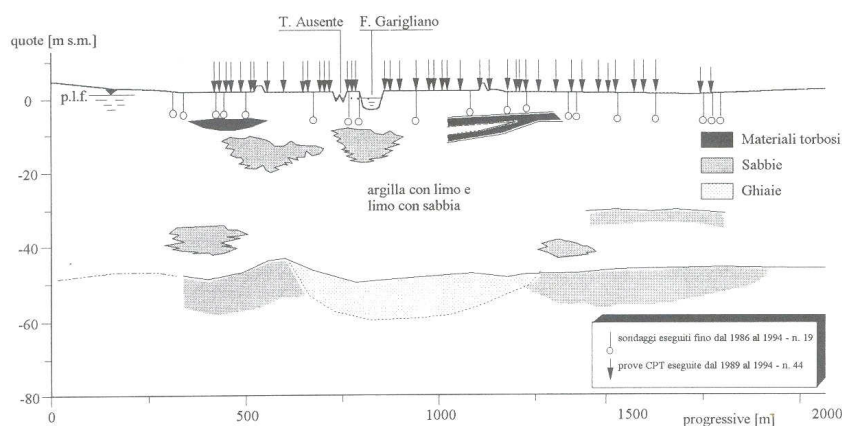


Figura 5.97. Stratigrafia del sito (da Russo, 1996).

In figura 5.98 sono riportati, rispettivamente, i valori del peso dell'unità di volume  $\gamma$ , le componenti granulometriche in percentuale, i valori dei *limiti di Atterberg* e del contenuto d'acqua, al variare della profondità  $z$ . I risultati delle prove edometriche realizzate in laboratorio hanno evidenziato come i terreni della zona nord risultino sovraconsolidati fino a quote elevate, superiori ai 30 m (figura 5.99). I valori della coesione non drenata  $c_u$  dei terreni, desunti dalle prove di compressione triassiale non drenata e dai risultati delle prove CPT, sono riportati, nel loro complesso, in figura 5.99.



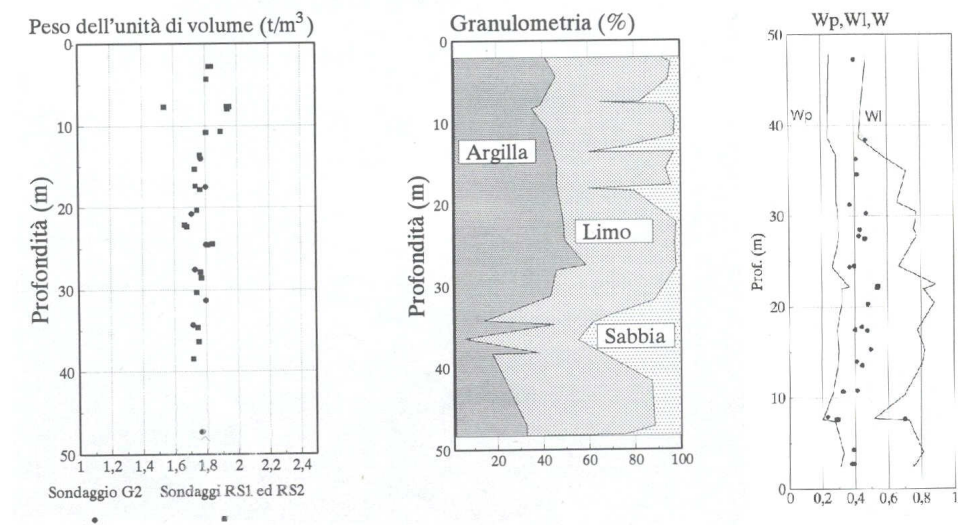


Figura 5.98. Caratteristiche dei terreni in corrispondenza della zona nord del sito (da Russo, 1996).

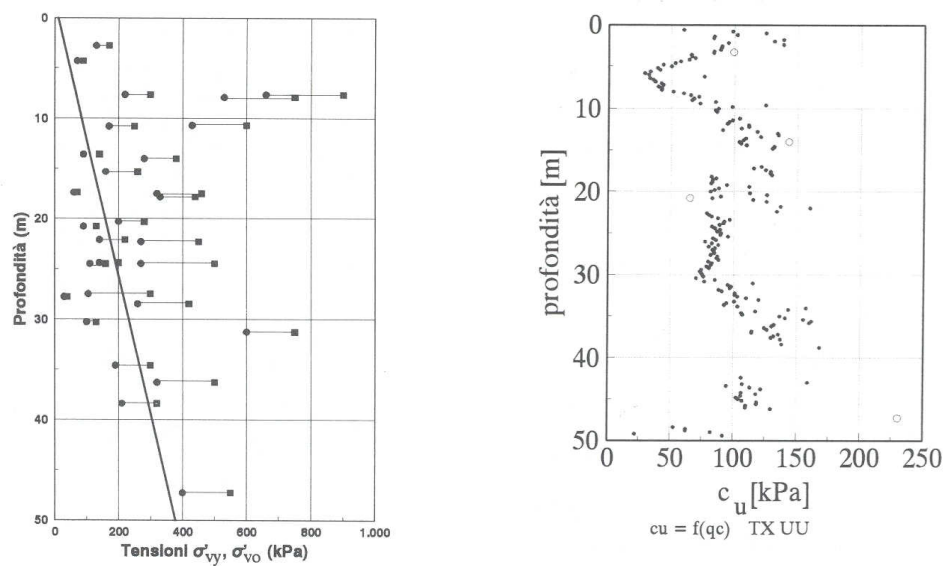


Figura 5.99. Zona nord: pressioni di preconsolidazione e profilo di coesione non drenata (da Russo, 1996)

---

La coesione non drenata è stata determinata, a partire dalla resistenza alla penetrazione della punta del campionatore  $q_c$ , adottando la relazione empirica:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma'_v}{\beta} \quad (5.28)$$

Al parametro  $\beta$  è stato assegnato un valore di 20. L'accordo tra le informazioni derivate dai due tipi di prova è buono.

Pali.

I pali sono del tipo *Multiton*. Si tratta di pali tubolari in acciaio, infissi nel terreno mediante battitura. Essi sono chiusi, alla base, da un fondello saldato; durante la battitura, il maglio agisce in corrispondenza del fondello, mediante un mandrino, e della testa del palo. Al termine della battitura, il palo viene riempito di calcestruzzo. Nella porzione superiore viene disposta una gabbia di armatura. I due pali sottoposti a prova, situati in corrispondenza della pila 4 del ponte (zona nord), hanno diametro esterno  $D_{est}$  pari a 406 mm e 457 mm (palo 5 e palo 2, rispettivamente). Lo spessore dei tubi è di 6,3 mm, la lunghezza è di 17,5 m. I pali sono stati strumentati con un tubo inclinometrico disposto in asse, al fine di determinarne la deformata e la rotazione in testa durante la realizzazione della prova.

La prova è stata realizzata disponendo il martinetto e la relativa cella di carico in posizione orizzontale, interposti tra i due pali interessati dalla prova. L'eccentricità di applicazione del carico è di 1,19 m ed 1,28 m, rispettivamente, per il palo 5 ed il palo 2.

Palo 5. Risultati e analisi.

Le caratteristiche meccaniche del tubo esterno e del materiale utilizzato per il riempimento non sono specificate dagli autori. Al fine di determinare la rigidezza flessionale  $E_p I_p$  del palo sottoposto a prova, si è attribuito all'acciaio un modulo di Young  $E_{acc} = 200$  GPa mentre alla miscela utilizzata per riempire il palo si è attribuito un modulo di Young alla pari a 10 GPa. Complessivamente, si è determinata una rigidezza flessionale  $E_p I_p$  del palo pari a  $4,34 \cdot 10^4$  kN m<sup>2</sup>.

Il profilo della coesione non drenata  $c_u$  del terreno, al variare della

profondità, in base ai dati della figura 5.99, presenta una variazione lineare, decrescente, della coesione da un valore di 100 kPa a piano campagna fino a 30 kPa a 6 m di profondità. L'andamento della coesione diviene crescente, sempre in maniera lineare, per i successivi 6 m, raggiungendo il valore di 90 kPa. Infine, per quote superiori a 12 m, la  $c_u$  è costante e pari a 90 m. Nelle analisi si è adottato un valore medio pari a 90 kPa.

Nelle figure 5.100 e 5.101 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*.

Nelle figure 5.102 e 5.103 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma. Non sono riportate misure di momento flettente massimo, le previsioni riportate nel seguito fanno riferimento agli spostamenti e alle rotazioni misurate in corrispondenza della testa del palo.

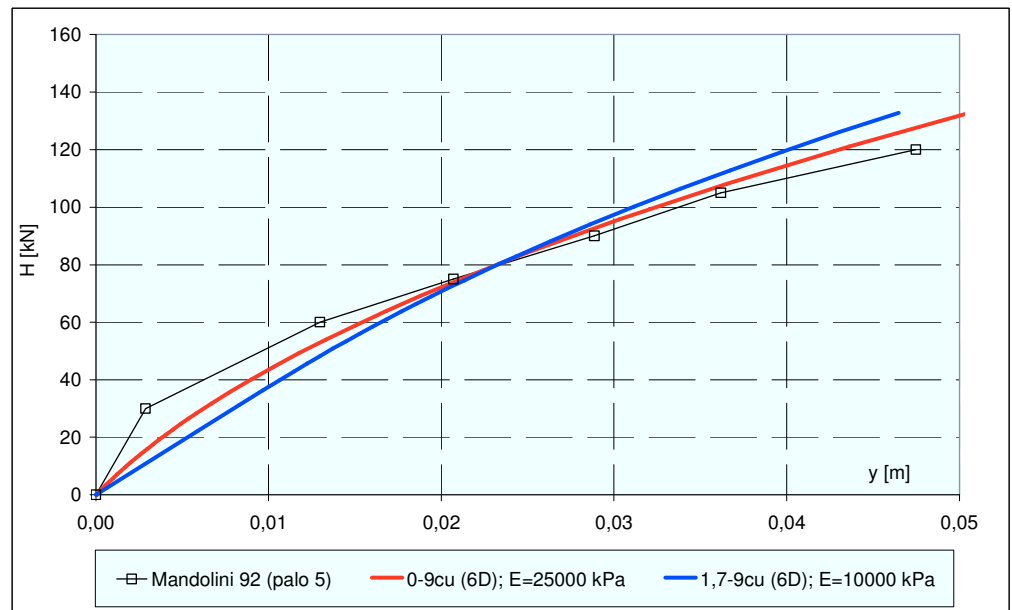


Figura 5.100. Mandolini & Viggiani (1992), palo 5: curve carichi – spostamenti.

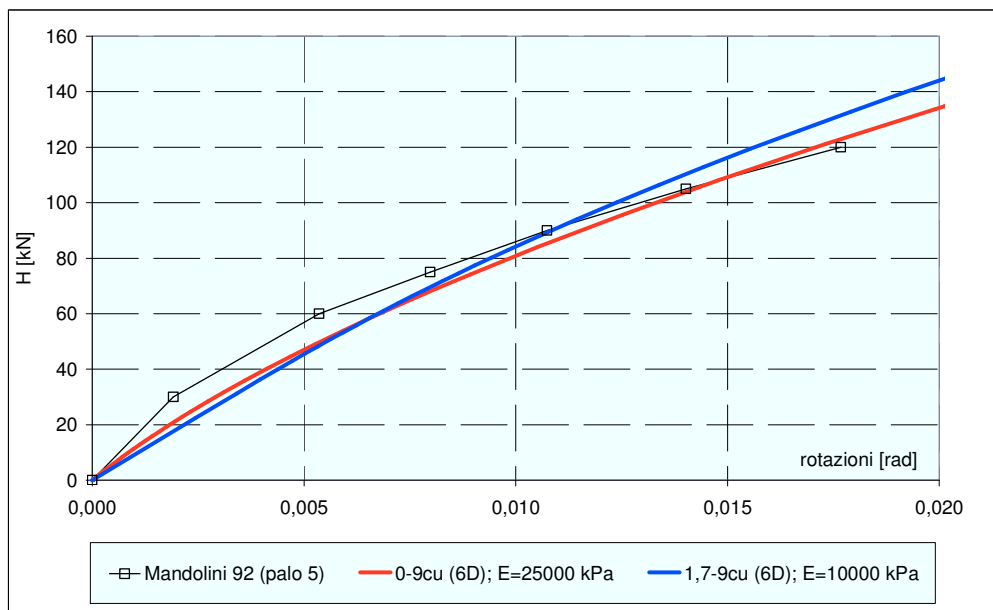


Figura 5.101. Mandolini & Viggiani (1992), palo 5: curve carichi – rotazioni.

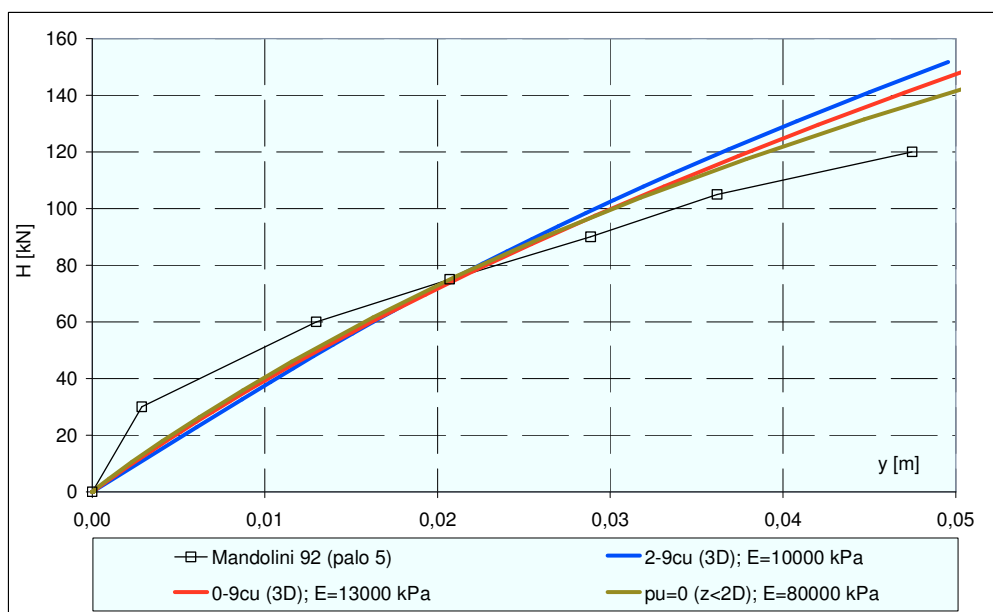


Figura 5.102. Mandolini & Viggiani (1992), palo 5: curve carichi – spostamenti.

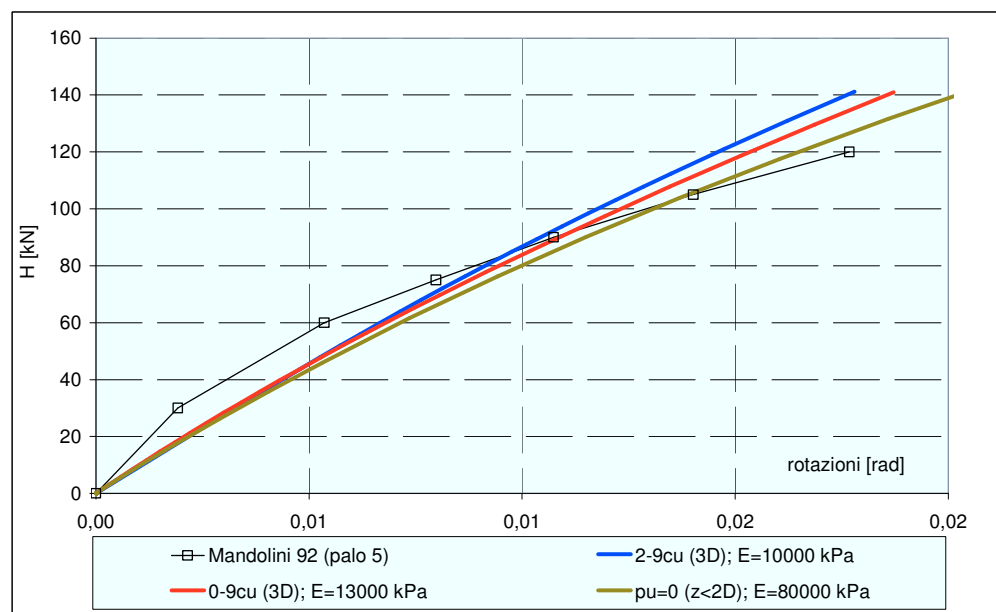


Figura 5.103. Mandolini & Viggiani (1992), palo 5: curve carichi – rotazioni.

#### Palo 2. Risultati e analisi.

La rigidezza flessionale del palo 2, non indicata dagli autori, è stata ottenuta assumendo le medesime ipotesi adottate in relazione al palo 5. Si è ottenuto in tal modo  $E_p I_p = 6,45 \cdot 10^4 \text{ kN m}^2$ . Il valore della coesione non drenata utilizzato nelle analisi è lo stesso, evidentemente, di quello relativo al palo 5, pari a 90 kPa.

Nelle figure 5.104 e 5.105 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*.

Nelle figure 5.106 e 5.107 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma. Anche nel caso del palo 2, come per il palo 5, non sono riportate misure di mento flettente massimo.

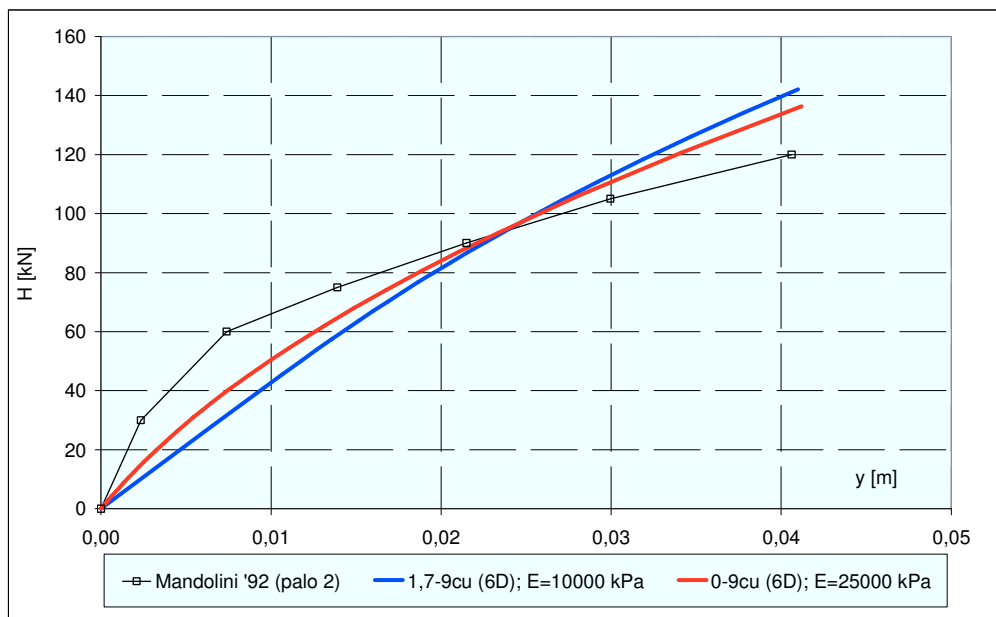


Figura 5.104. Mandolini & Viggiani (1992), palo 2: curve carichi – spostamenti.

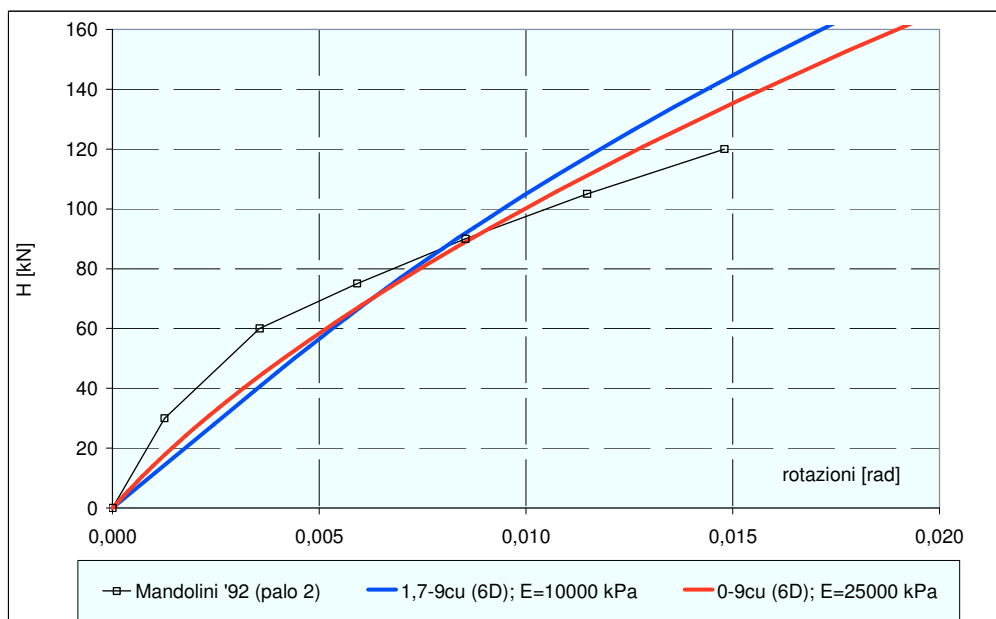


Figura 5.105. Mandolini & Viggiani (1992), palo 2: curve carichi – rotazioni.

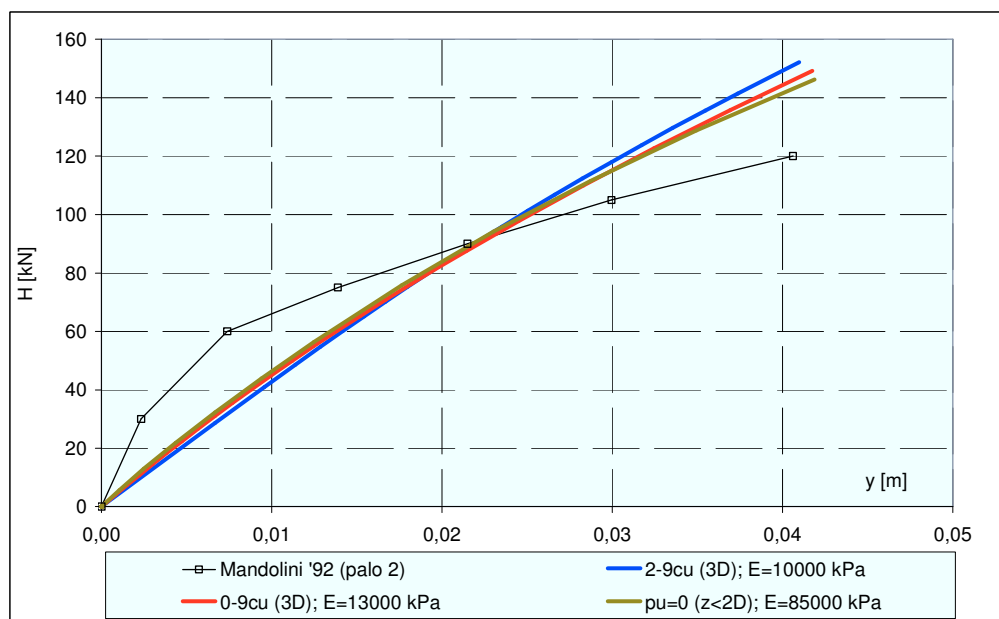


Figura 5.106. Mandolini & Viggiani (1992), palo 2: curve carichi – spostamenti.

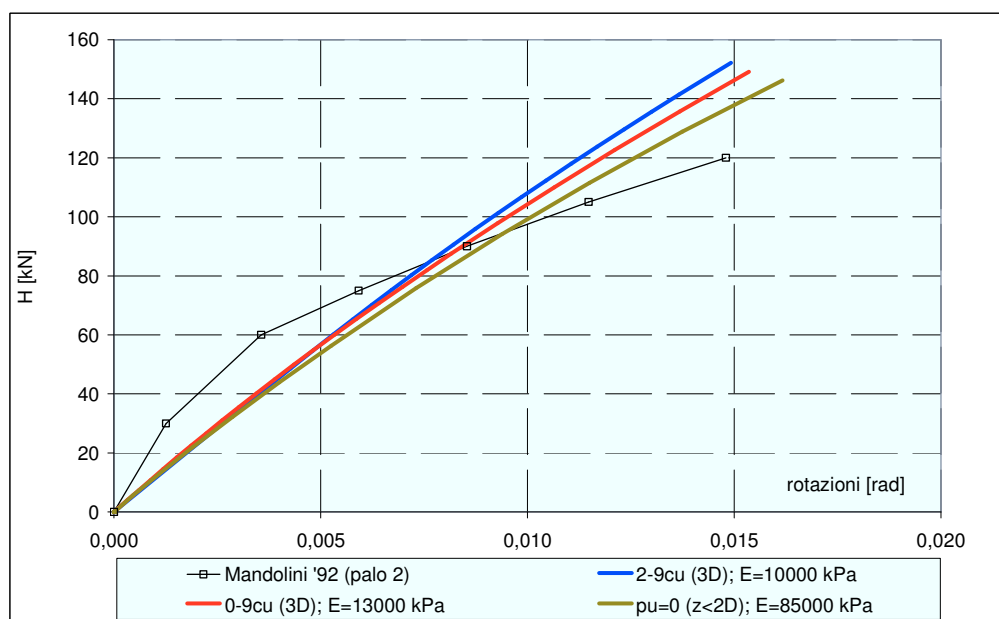


Figura 5.107. Mandolini & Viggiani (1992), palo 2: curve carichi – rotazioni.

### 5.3.8 Kerisel (1965) (da Reese & Van Impe, 2001)

Terreno.

Il terreno in cui sono state realizzate le prove è costituito da un deposito sostanzialmente uniforme di argille mediamente dure (CH nel sistema di classificazione internazionale USCS). Sono state realizzate prove penetrometriche e prove di compressione monoassiale, dalle quali si evince un valore di coesione non drenata  $c_u$  crescente con la profondità da un valore di 100 kPa a piano campagna a un valore di 130 kPa alla profondità di 4,69 m (tabella 5.30). Il peso dell'unità di volume del terreno è pari a 17,9 kN/m<sup>3</sup>. Nelle prove, il livello della falda è situato al di sotto della base del palo; il grado di saturazione della porzione di argille fino al piano campagna è pari al 90%.

Depth	Water content	Undrained shear strength	Total unit weight
m	%	kPa	kN/m <sup>3</sup>
0	—	100	17.9
3.96	31.5	125	17.9
4.69	29.0	130	17.9

Tabella 5.30. Proprietà geotecniche del terreno (da Reese & Van Impe, 2001).

Palo.

Le prove realizzate dall'autore sono state condotte su un cassone di paratia a base chiusa, ottenuto saldando tra loro due palancole (figura 5.108). Reese & Van Impe (2001) attribuiscono all'elemento palo così ottenuto un diametro equivalente  $D = 430$  mm; la rigidezza flessionale  $E_p I_p$  è pari a 25500 kN m<sup>2</sup>, ottenuta considerando un modulo di elasticità  $E_p$  dell'acciaio pari a 200000 MPa e un momento d'inerzia  $I_p$  pari a  $1,275 \cdot 10^{-4}$  m<sup>4</sup>. Assunta una tensione di snervamento dell'acciaio di 248 MPa, il momento di primo snervamento  $M_y$  è pari a 204 kN m. E' riportato l'andamento dei momenti flettenti massimi in funzione del carico esterno crescente durante la prova, ma non è indicata la strumentazione utilizzata per la loro misura.

Le prove realizzate sono tre, tutte sullo stesso palo, che è stato di volta in volta rimosso e successivamente reinstallato. Il momento massimo cui il palo



è sottoposto, in ciascuna prova, si mantiene lontano dal valore del momento di snervamento della fibra più esterna  $M_y$ ; per tale motivo si ritiene che tutte e tre le prove siano realizzate su un palo con le medesime proprietà meccaniche. Le prove, realizzate negli stessi terreni, presentano caratteristiche geometriche diverse; nel primo caso la porzione di palo immersa  $L$  è pari a 2,65 m e l'eccentricità di applicazione del carico  $e$  è pari a 0,7 m. Nel secondo caso,  $L = 4,15$  m ed  $e = 0,9$  m; infine, per la terza prova, risulta  $L = 5,1$  m ed  $e = 1,0$  m.

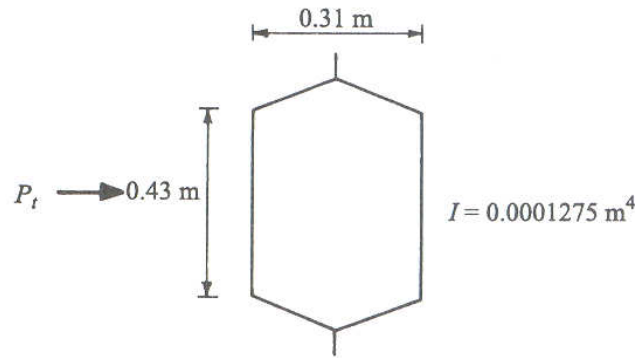


Figura 5.108. Sezione del palo sottoposto a prova da Kerisel, 1965 (da Reese & Van Impe, 2001).

#### Risultati e analisi.

Le proprietà geometriche e meccaniche del palo utilizzate per le analisi sono quelle indicate da Reese & Van Impe (2001). Nelle analisi si assume un valore medio di  $c_u$  pari a 115 kPa.

#### Caso 1.

La prima prova realizzata da Kerisel (1965) prevede una profondità di infissione del palo di 2,65 m ed un'eccentricità nell'applicazione del carico di 0,7 m. Nelle figure 5.109 e 5.110 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.111 e 5.112 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma.

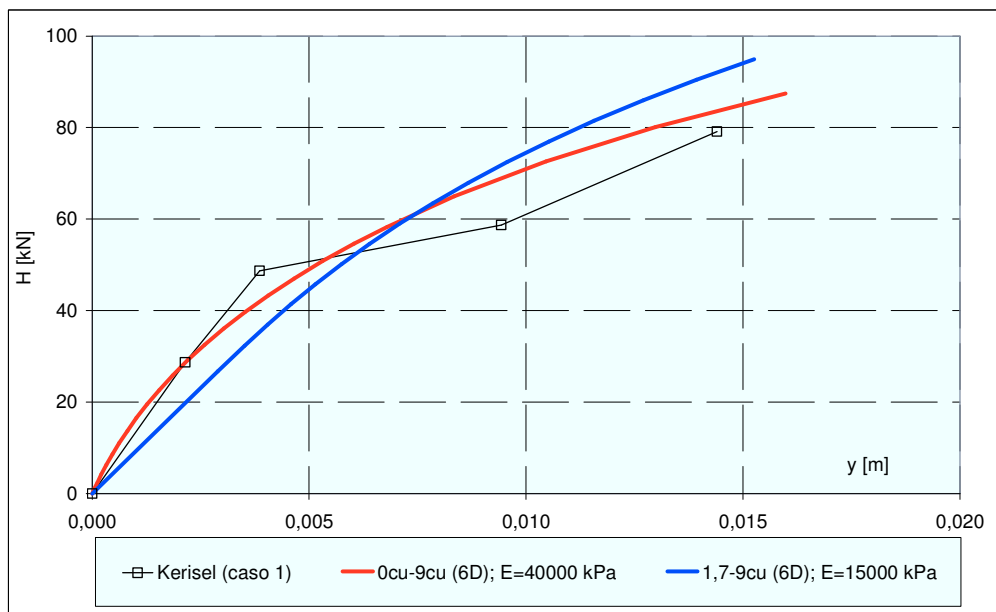


Figura 5.109. Kerisel (1965), caso 1: curve carichi – spostamenti.

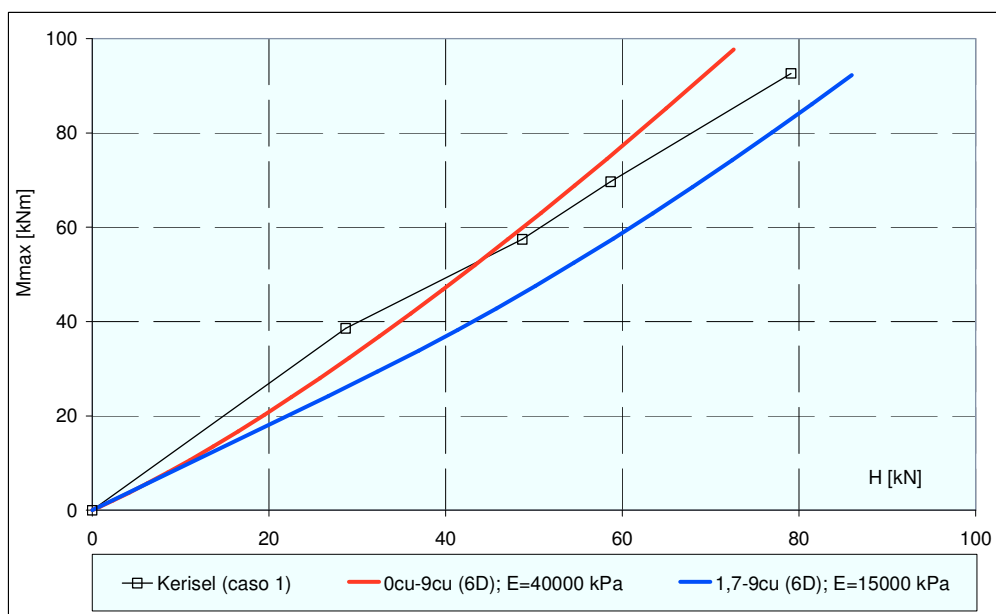


Figura 5.110. Kerisel (1965), caso 1: curve carichi – momenti massimi.

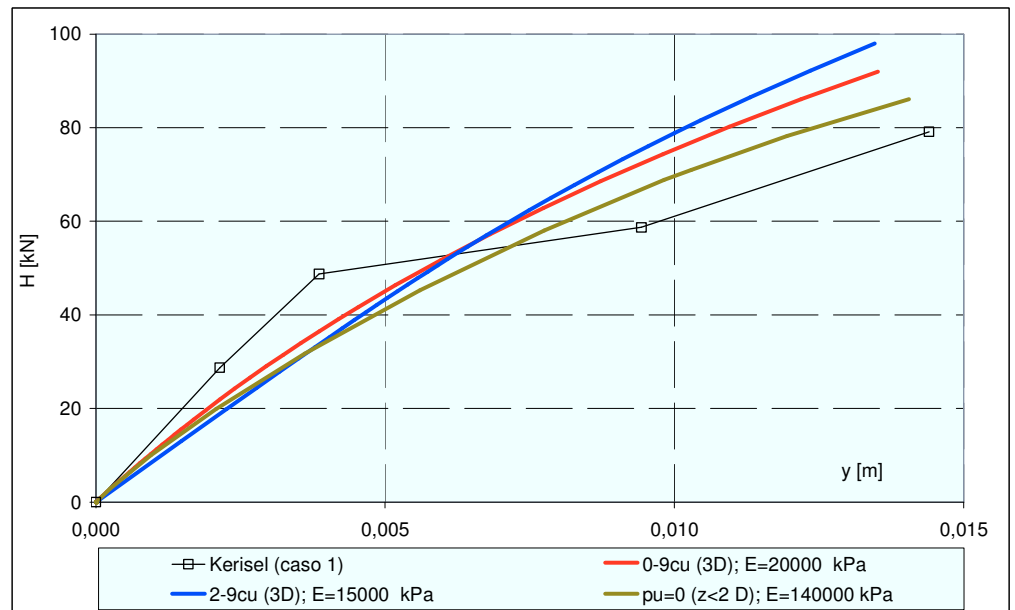


Figura 5.111. Kerisel (1965), caso 1: curve carichi – spostamenti.

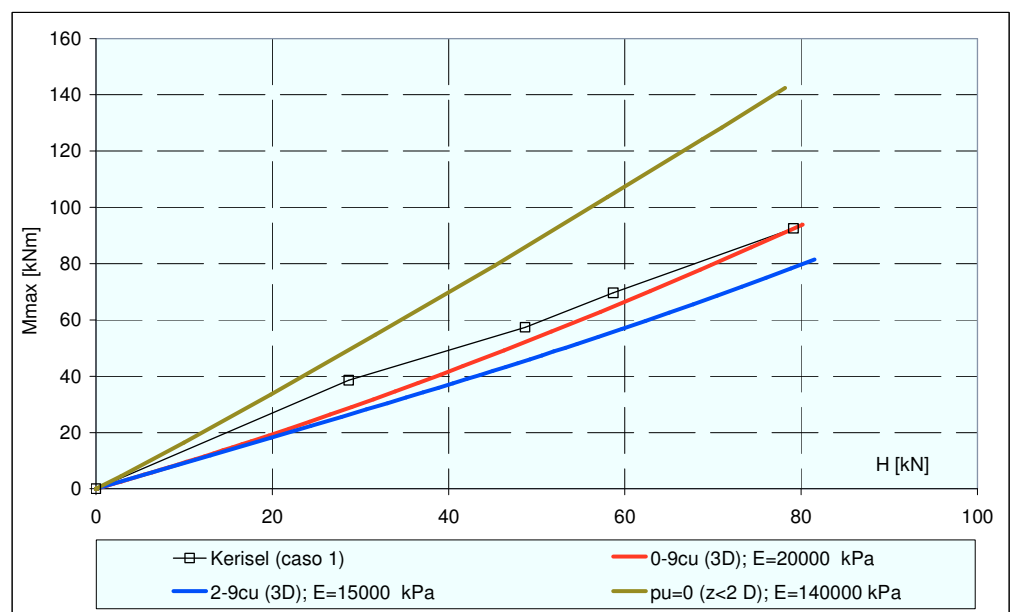


Figura 5.112. Kerisel (1965), caso 1: curve carichi – momenti massimi.

Il profilo suggerito per argille consistenti consente di ottenere la migliore previsione dei momenti flettenti massimi; adottando il profilo suggerito per pali *battuti* questi ultimi risultano sovrastimati.

#### Caso 2.

La seconda prova realizzata dall'autore prevede una profondità di infissione del palo di 4,15 m ed un'eccentricità nell'applicazione del carico di 0,9 m. Nelle figure 5.113 e 5.114 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.115 e 5.116 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma. Anche in questo caso il profilo di pressione limite suggerito per pali battuti conduce ad una sovrastima dei momenti flettenti massimi.

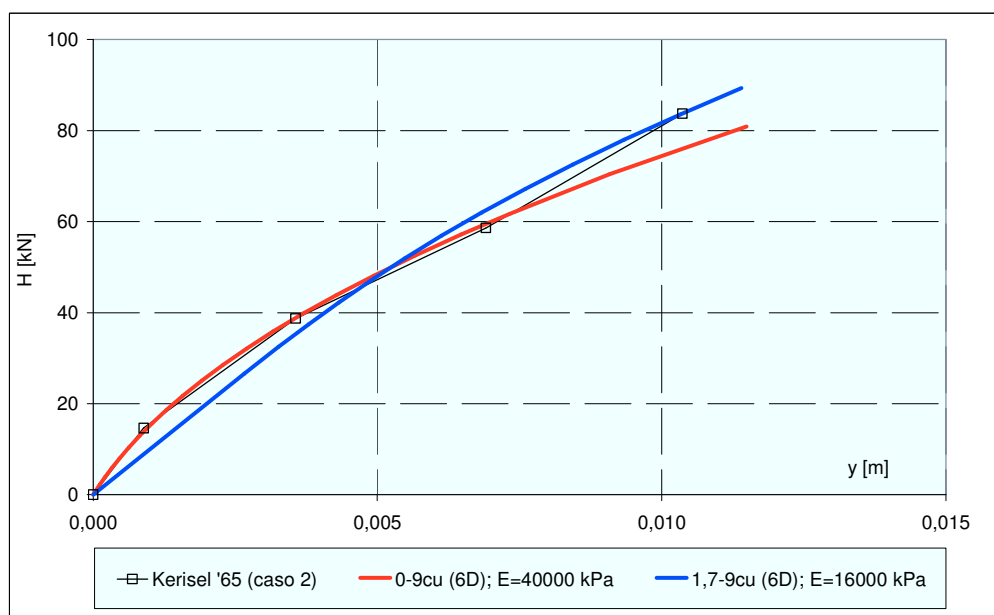


Figura 5.113. Kerisel (1965), caso 2: curve carichi – spostamenti.

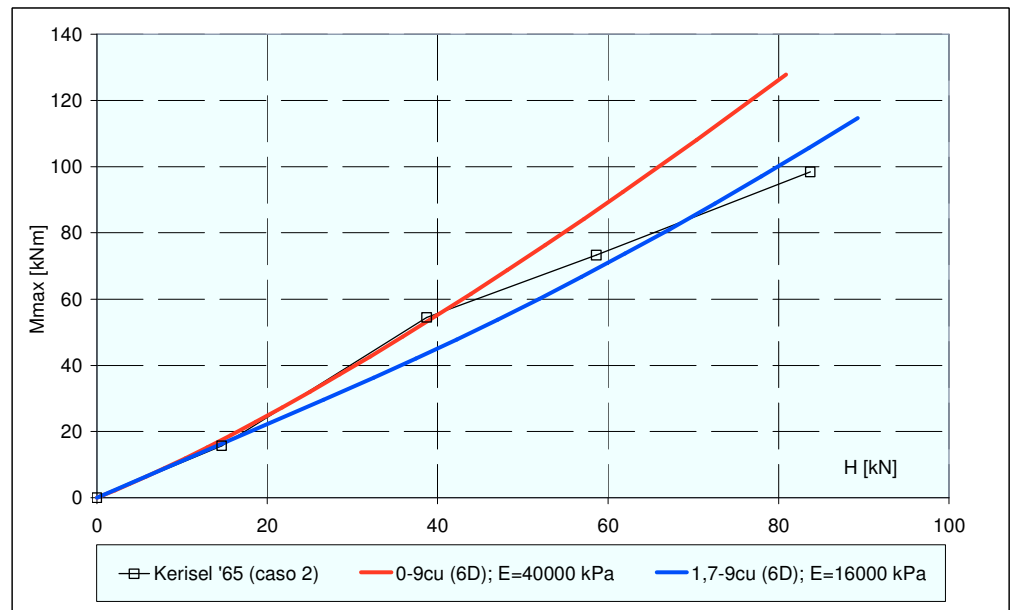


Figura 5.114. Kerisel (1965), caso 2: curve carichi – momenti massimi.

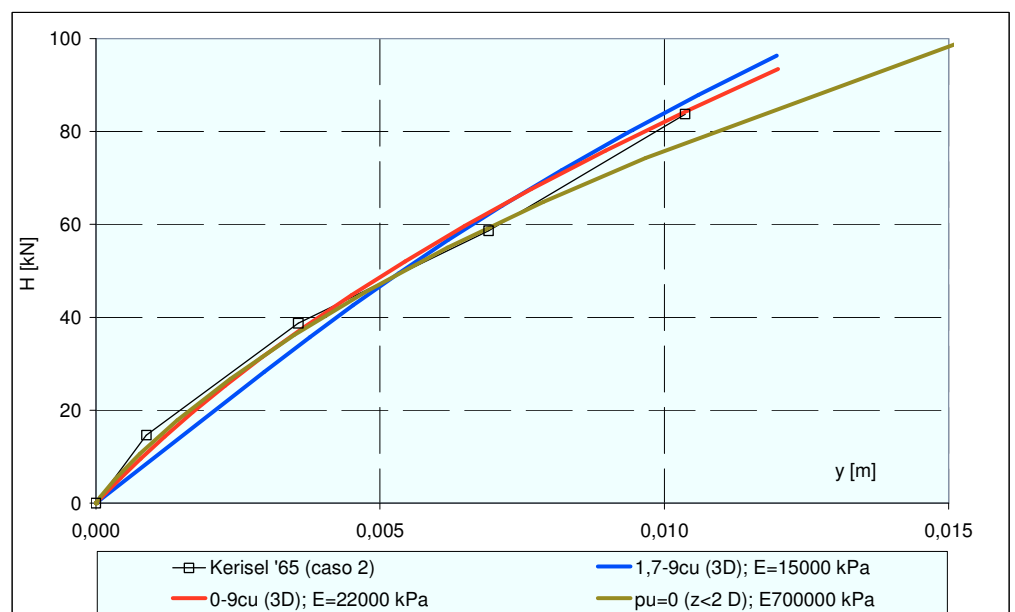


Figura 5.115. Kerisel (1965), caso 2: curve carichi – spostamenti.

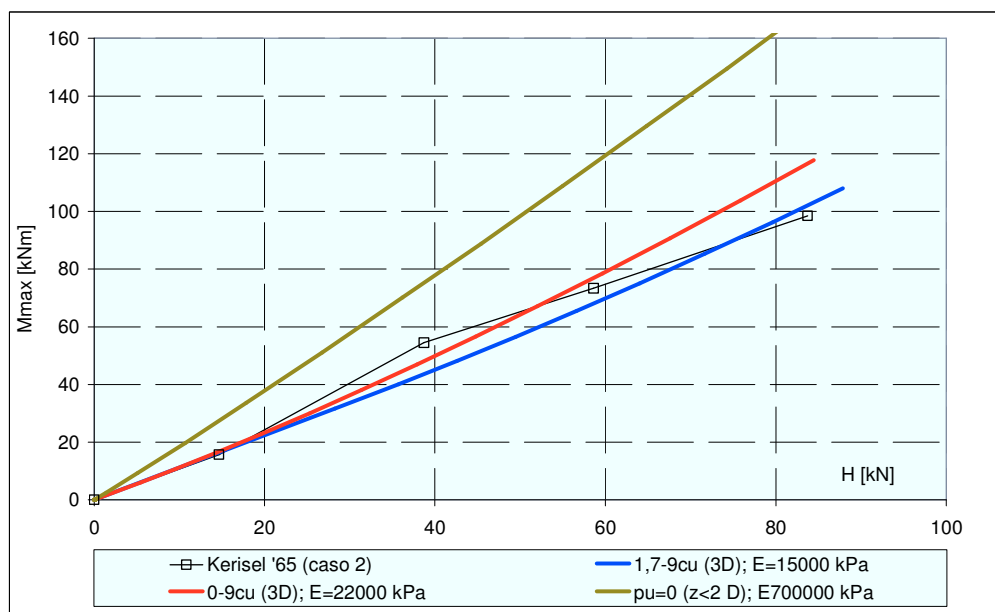


Figura 5.116. Kerisel (1965), caso 2: curve carichi – momenti massimi.

### Caso 3.

La terza prova realizzata prevede una profondità di infissione del palo di 5,10 m ed un'eccentricità nell'applicazione del carico di 1,0 m. Nelle figure 5.117 e 5.118 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.119 e 5.120 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma. Anche in questo caso il profilo di pressione limite suggerito per pali battuti conduce ad una sovrastima dei momenti flettenti massimi.

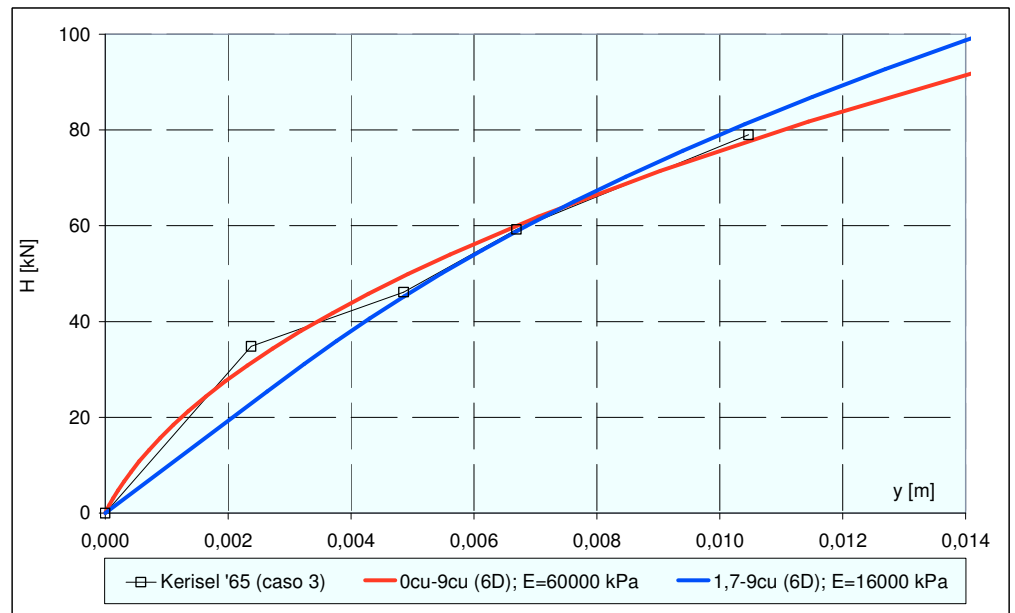


Figura 5.117. Kerisel (1965), caso 3: curve carichi – spostamenti.

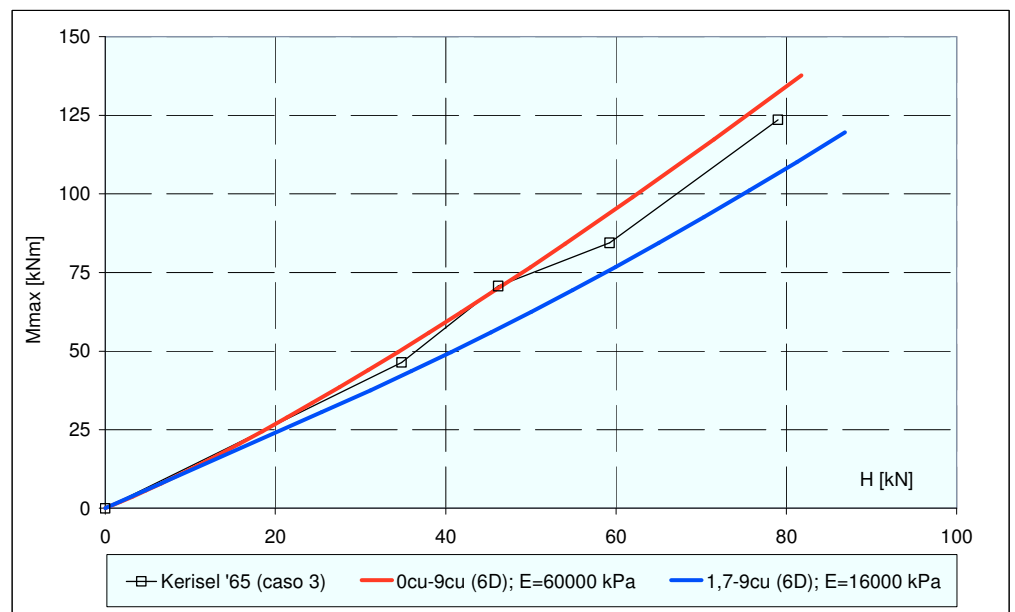


Figura 5.118. Kerisel (1965), caso 3: curve carichi – momenti massimi.

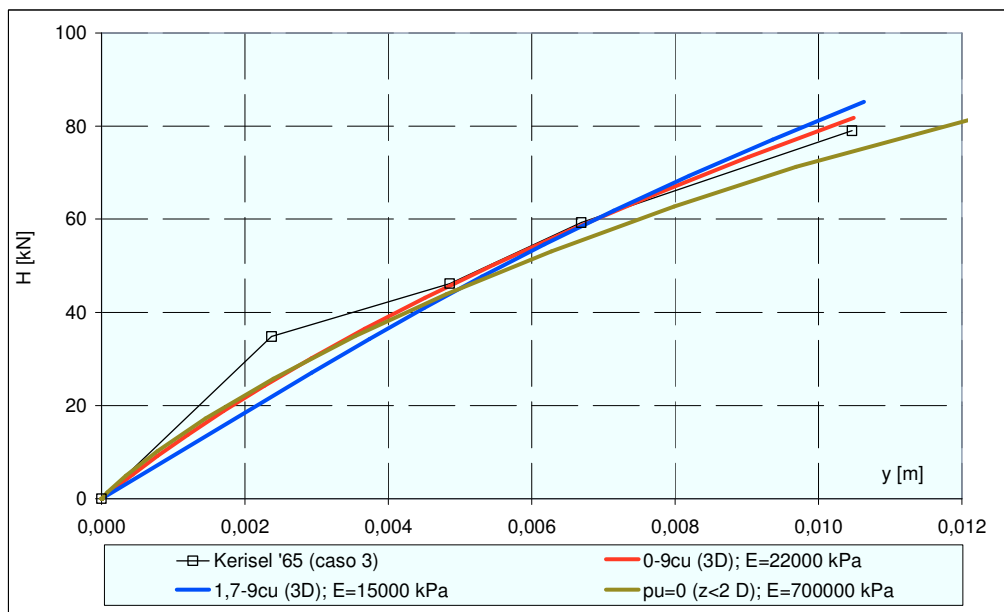


Figura 5.119. Kerisel (1965), caso 3: curve carichi – spostamenti.

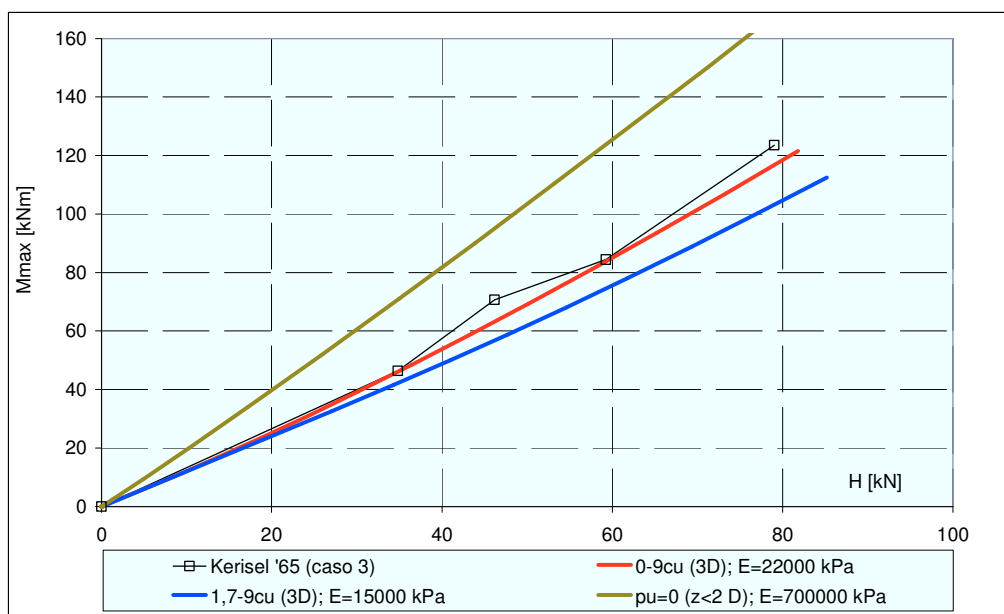


Figura 5.120. Kerisel (1965), caso 3: curve carichi – momenti massimi.



---

### 5.3.9 Commissione Giapponese sui Pali Soggetti a Terremoto (1965) (da Reese & Van Impe, 2001)

#### Terreno.

Il terreno presente nel sito di prova è costituito da argilla limosa tenera, con plasticità da media ad alta ed elevato indice di attività. Sono state realizzate delle prove di compressione triassiale, mediante le quali si è determinato un andamento della coesione non drenata  $c_u$  variabile fra 27,3 kPa a piano campagna, fino a 43,1 kPa alla base del palo. Le deformazioni, a rottura, sono risultate generalmente inferiori al 5% e la rottura si dimostrata di tipo fragile. Le argille sono normalmente consolidate.

#### Palo.

Il palo è un tubolare in acciaio, a base chiusa, battuto nel terreno; il diametro esterno  $D_{est}$  è pari a 305 mm, lo spessore è di 3,18 mm; il palo penetra nel terreno per 5,18 m. Il momento d'inerzia  $I_p$  è di  $3,43 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$  e la rigidezza flessionale  $E_p I_p$  è pari a 6868 kN m<sup>2</sup>. Il momento flettente per il quale si snervano le fibre esterne della sezione  $M_y$  è pari a 55,9 kN m; il momento ultimo è pari a 71,8 kN m. Il carico è stato applicato con un'eccentricità  $e$  di 0,201 m. E' riportato l'andamento dei momenti flettenti, ma non la strumentazione adottata per la misurazione.

#### Risultati e analisi.

Le analisi sono state realizzate assegnando a palo le proprietà geometriche e meccaniche riportate da Reese & Van Impe (2001). Al terreno è stato assegnato un valore medio di coesione non drenata  $c_u$  pari 30 kPa. Nelle figure 5.121 e 5.122 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.123 e 5.124 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma.

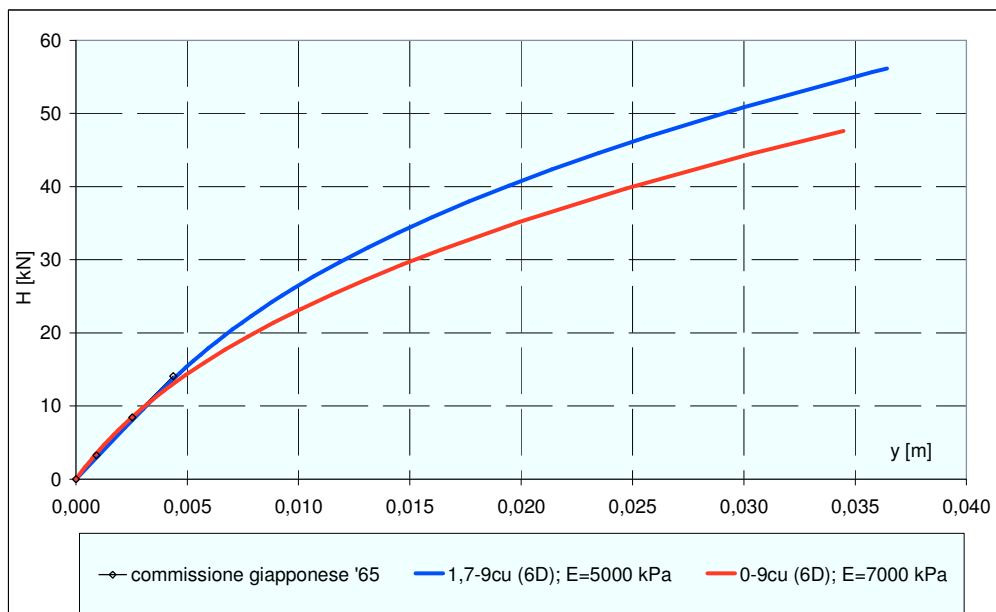


Figura 5.121. Commissione giapponese (1965): curve carichi – spostamenti.

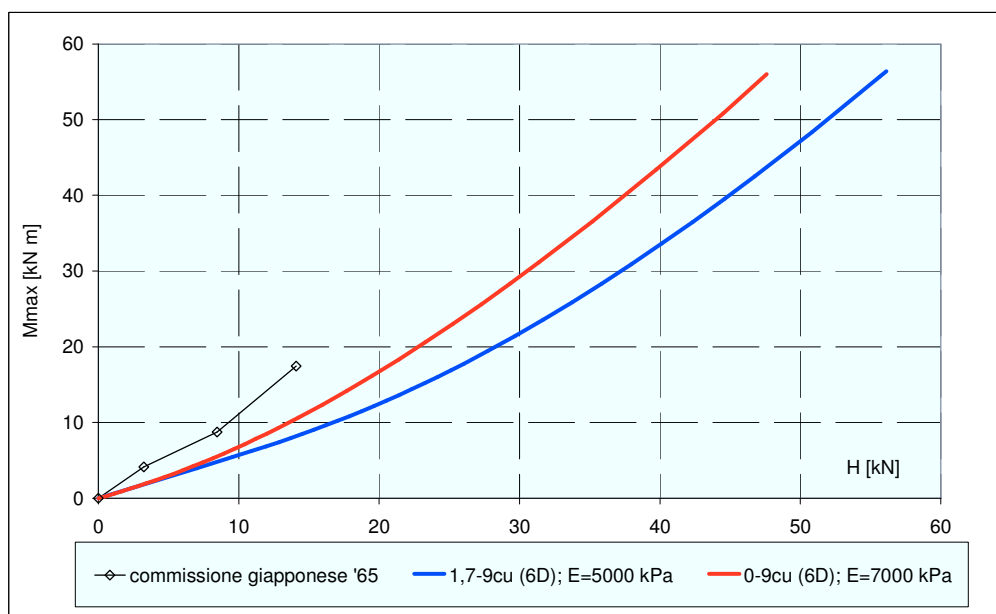


Figura 5.122. Commissione giapponese (1965): curve carichi – momenti massimi.

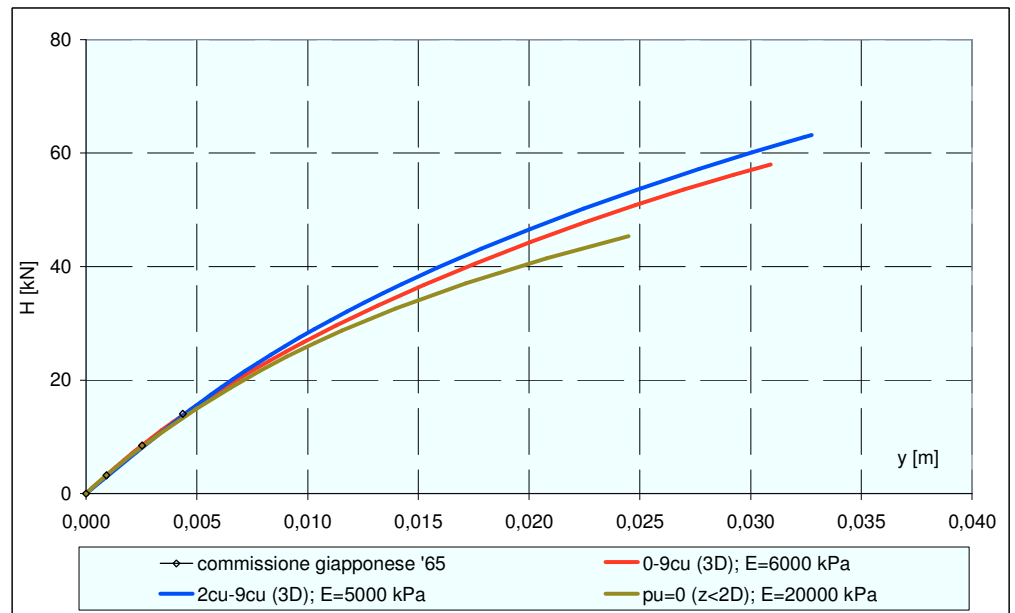


Figura 5.123. Commissione giapponese (1965): curve carichi – spostamenti.

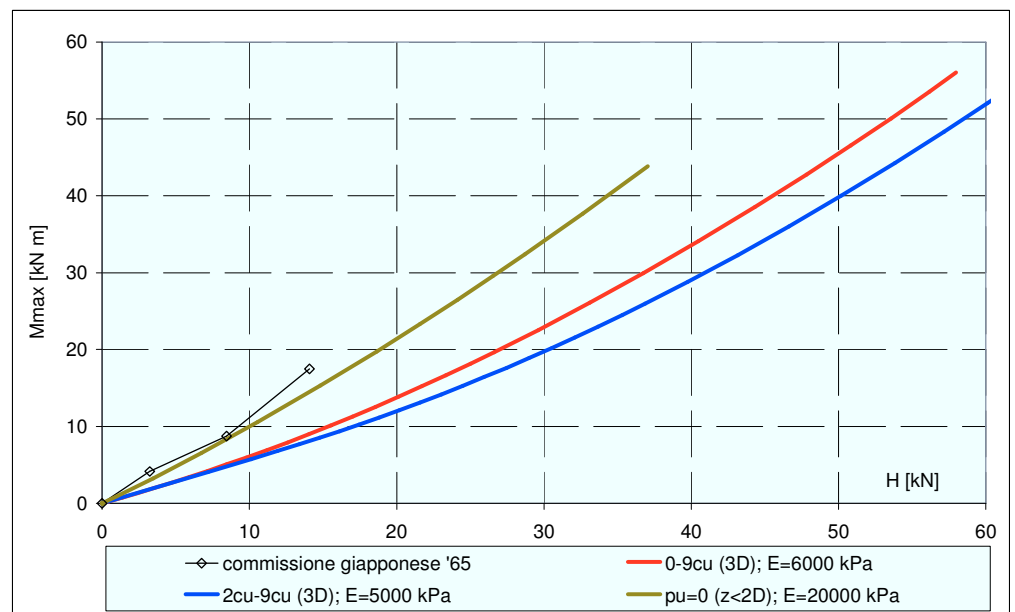


Figura 5.124. Commissione giapponese (1965): curve carichi – momenti massimi.

### 5.3.10 Matlock (1970) (da Reese & Van Impe, 2001)

Terreno.

I terreni presenti nel sito di prova sono costituiti da argille debolmente sovraconsolidate per essiccazione, debolmente fessurate, e classificate come CH nel sistema USCS. Il valore della coesione non drenata  $c_u$  è stato determinato in base ai risultati di prove scissometriche, opportunamente modificati mediante il complesso di informazioni disponibile sulle caratteristiche dei terreni. La  $c_u$  è risultata sostanzialmente costante con la profondità; Reese & Van Impe (2001) assegnano a  $c_u$  un valore medio di 38,3 kPa. L'andamento dettagliato della coesione non drenata con la profondità è riportato in tabella 5.31, assieme al valore del contenuto d'acqua. Il peso dell'unità di volume immerso  $\gamma'$  del terreno è stato determinato in numerosi punti, ed il suo valore medio è di 10,0 kN/m<sup>3</sup>. Il livello della falda è stato mantenuto al di sopra del piano campagna durante l'intera realizzazione della prova.

Depth m	Water content %	Undrained shear strength kPa
0	29.0	30.2
1.14	33.5	32.2
1.14	33.5	42.3
3.39	50.1	17.5
3.70	49.6	30.1
4.30	48.3	23.4
5.69	46.1	51.8
7.25	54.5	29.8
9.47	55.5	32.6
15.0	—	32.6

Tabella 5.31. Coesione non drenata e contenuto d'acqua con la profondità, Matlock, 1970. (da Reese & Van Impe, 2001).

Palo.

Sono riportati i risultati di due prove di carico orizzontale, una statica e l'altra dinamica, condotte, nel Texas, su un palo battuto in acciaio, tubolare, lungo 12,8 m, avente un diametro  $D_{est}$  di 319 mm ed uno spessore di 12,7 mm. Dopo la prima prova, statica, il palo è stato rimosso e ribattuto, prima di essere sottoposto alla prova ciclica. Di seguito si riportano i risultati relativi alla prova statica. La rigidezza flessionale  $E_p I_p$  è di 31280 kN m<sup>2</sup>. Il momento flettente di primo snervamento  $M_y$  delle fibre più esterne è pari a 231 kN m; il

momento ultimo  $M_{ult}$  è pari a 304 kN m. Il palo è internamente strumentato con trasduttori di deformazione a resistenza elettrica per la misura (indiretta) dei momenti flettenti. La lettura delle misure dei trasduttori di deformazione è stata realizzata in corrispondenza di ogni incremento di carico.

#### Risultati e analisi.

Le analisi numeriche sono state realizzate assegnando al palo le proprietà meccaniche e geometriche indicate dall'autore. Al terreno è stato assegnato un valore medio coesione non drenata pari  $c_u = 30$  kPa.

Nelle figure 5.125 e 5.126 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.127 e 5.128 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma.

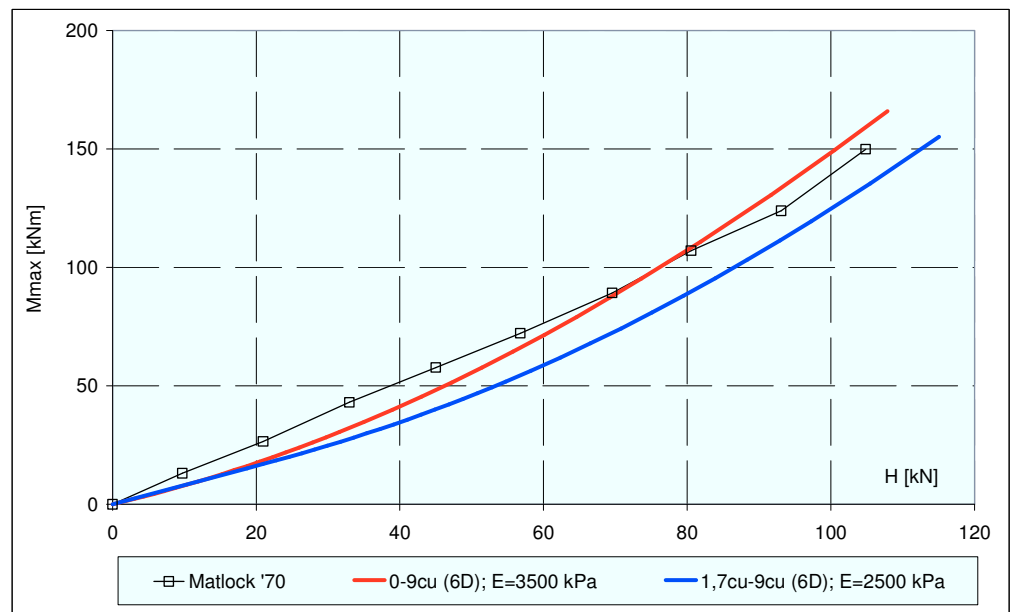


Figura 5.125. Matlock (1970): curve carichi – momenti massimi.

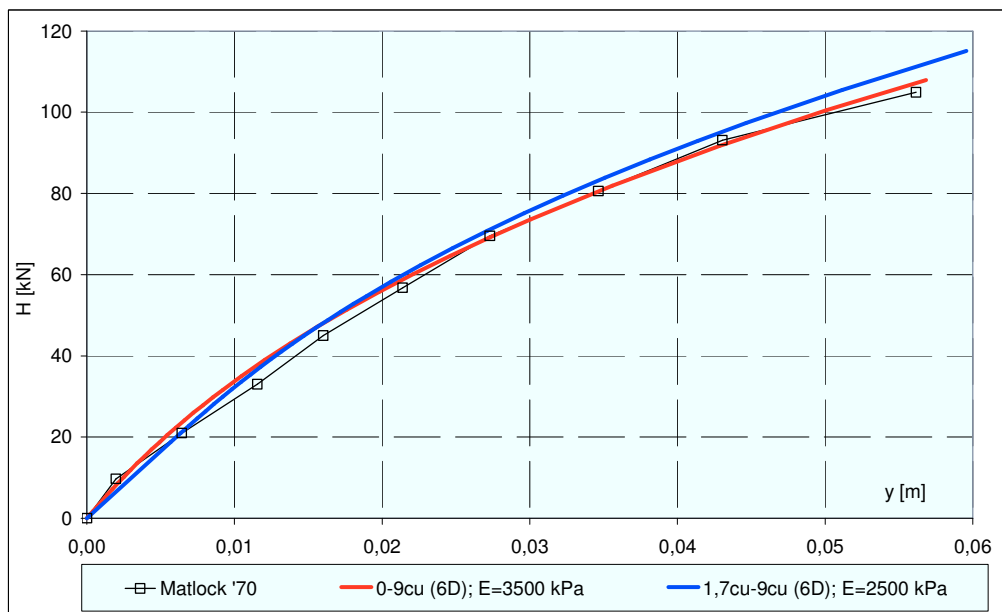


Figura 5.126. Matlock (1970): curve carichi – spostamenti.

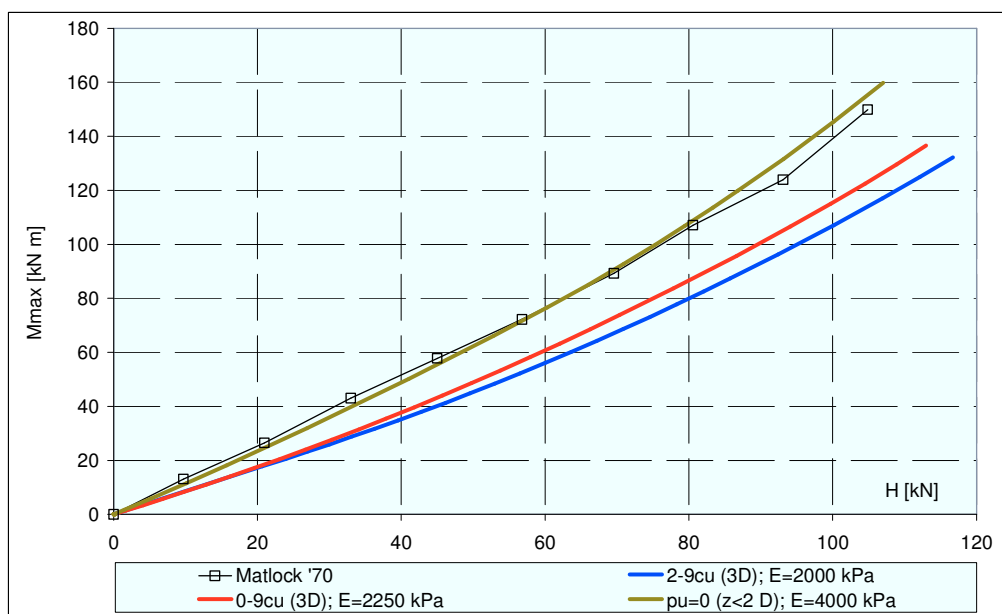


Figura 5.127. Matlock (1970): curve carichi – momenti massimi.

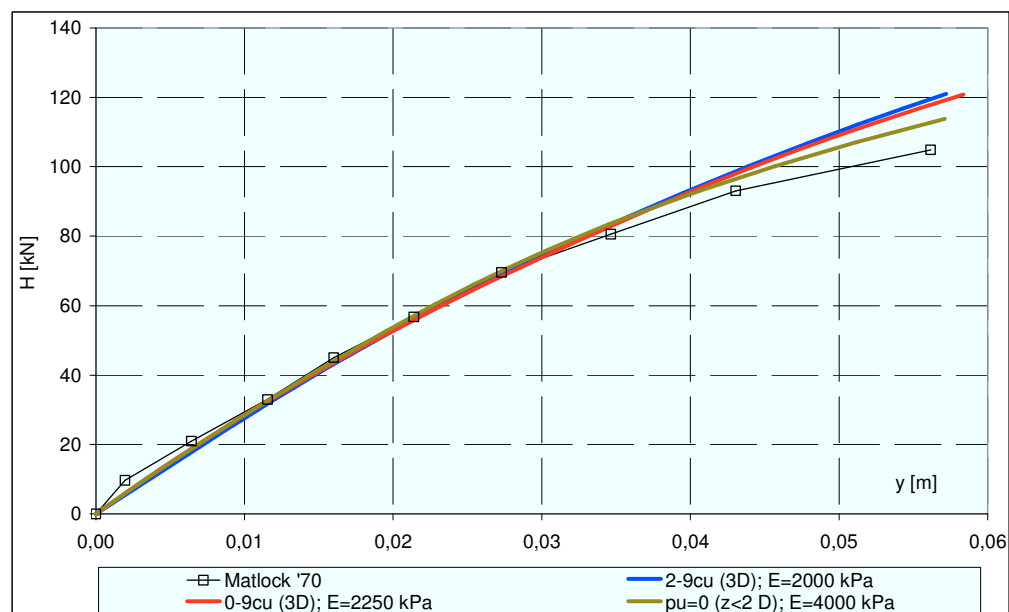


Figura 5.128. Matlock (1970): curve carichi – spostamenti.

### 5.3.11 Meyer (1979) (da Reese & Van Impe, 2001)

Terreno.

Le caratteristiche del terreno in cui la prova è stata realizzata sono riportate da Meyer (1979). Si tratta di depositi marini argillosi teneri leggermente sovraconsolidati, ai quali è stata assegnata una coesione non drenata  $c_u$  di 14,4  $\text{kN/m}^2$  e un peso dell'unità di volume immerso  $\gamma'$  di 5,5  $\text{kN/m}^3$ .

Palo.

Il palo interessato dalla prova è un palo tubolare in acciaio del diametro esterno di 319 mm, ed è il medesimo palo sul quale è stato eseguito il test di Matlock (1970). Nella prova di carico orizzontale descritta da tale autore, le sollecitazioni flettenti massime cui il palo era stato sottoposto corrispondevano a circa 120 kN m, un valore ben inferiore al momento di snervamento della fibra più esterna della sezione del palo, valutato pari a 231 kN m. Per tale motivo al palo, rimosso dalla sua precedente collocazione e

installato, mediante battitura, in un sito differente, si attribuiscono le stesse proprietà meccaniche. Il carico è stato applicato con un'eccentricità, rispetto al piano campagna, di 0,305 m. La medesima strumentazione utilizzata in precedenza (trasduttori di deformazione a resistenza elettrica) è stata utilizzata per la misura dei momenti flettenti.

#### Risultati e analisi.

Al terreno è stato assegnato un valore medio di coesione non drenata  $c_u = 14,4$  kPa. Nelle figure 5.129 e 5.130 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.131 e 5.132 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma.

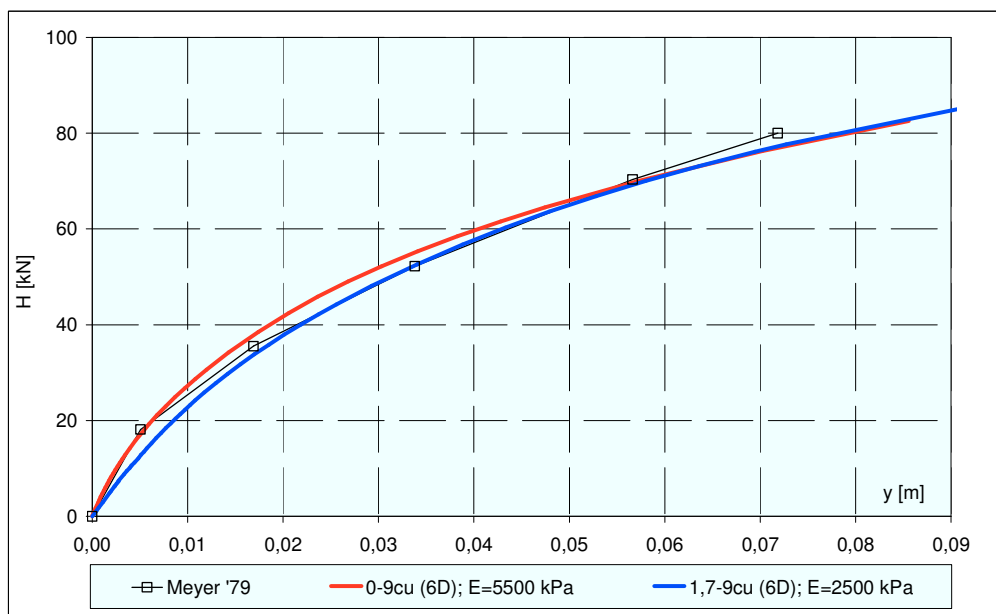


Figura 5.129. Meyer (1979): curve carichi – spostamenti.



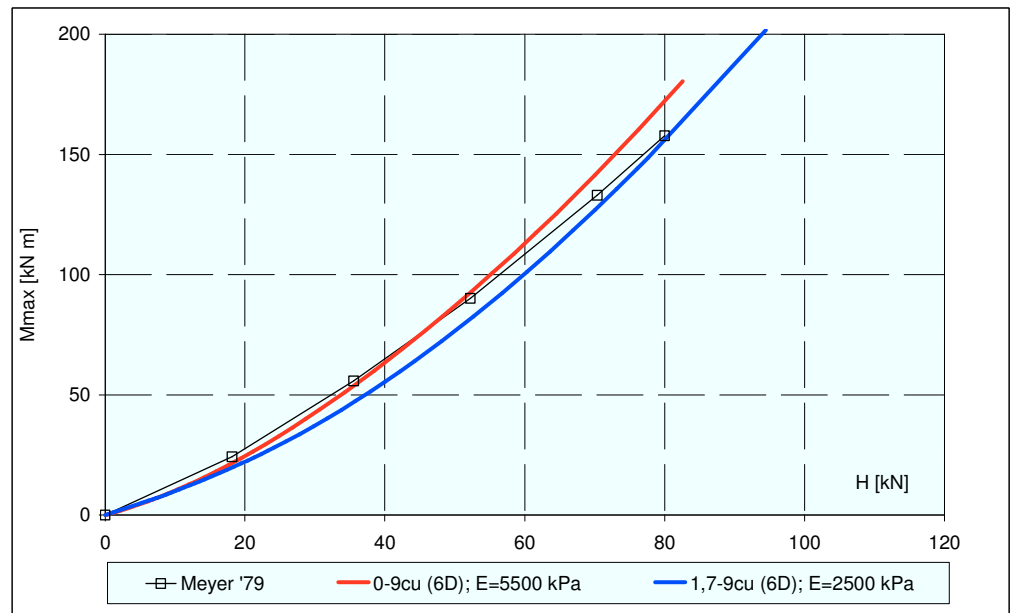


Figura 5.130. Meyer (1979): curve carichi – momenti massimi.

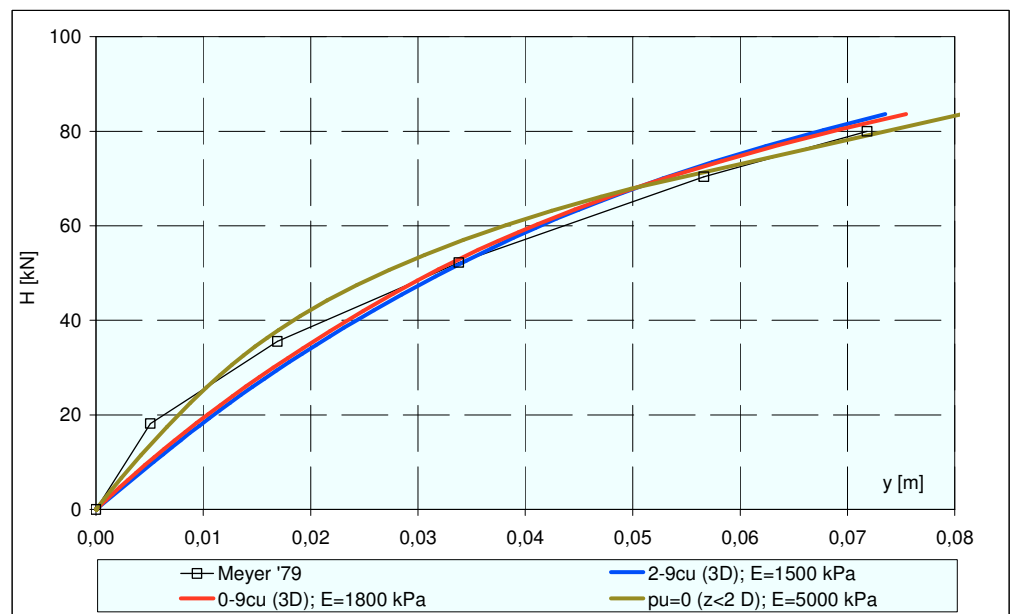


Figura 5.131. Meyer (1979): curve carichi – spostamenti.

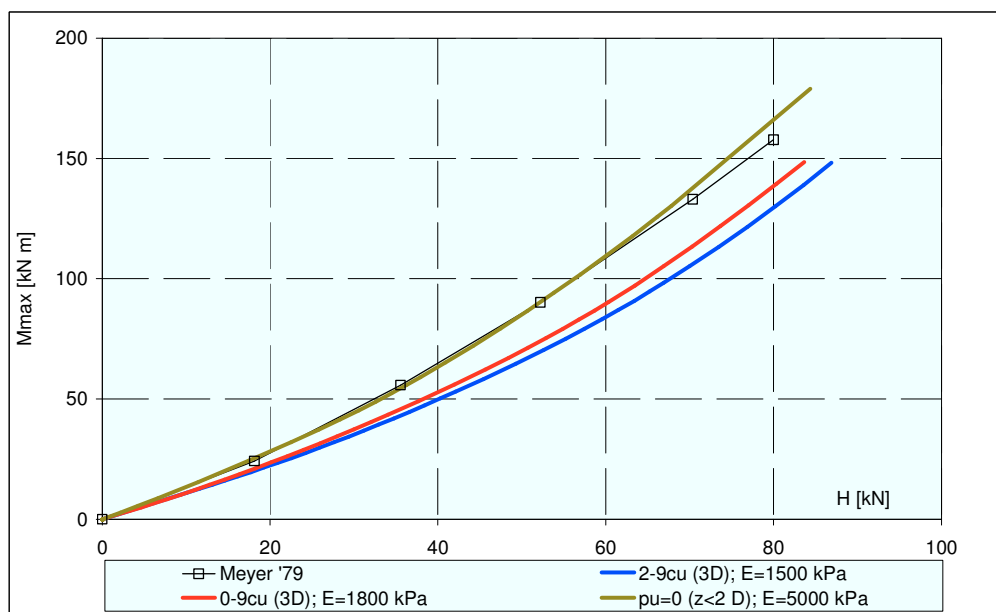


Figura 5.132. Meyer (1979): curve carichi – momenti massimi.

### 5.3.12 Reese et Al.(1975) (da Reese & Van Impe, 2001)

Palo.

Gli autori riportano i risultati di due prove di carico realizzate nel Texas su pali tubolari in acciaio, battuti nel terreno. I due pali sono stati sottoposti, rispettivamente, a prova statica e ciclica. Di seguito si riportano i risultati ottenuti conducendo la prova statica. Il palo tubolare è lungo 15,2 m ed è costituito da due tratti con differente sezione: il diametro esterno è pari a 641 mm nei primi 7,0 m, a 610 mm per i successivi 8,2 m. Le proprietà meccaniche del palo sono state determinate mediante apposita calibrazione e così specificate: rigidità flessionale  $E_p I_p = 493700 \text{ kN m}^2$ , momento di snervamento delle fibre più esterne  $M_y = 1757 \text{ kN m}$ , momento di formazione della cerniera plastica  $M_{ult} = 2322 \text{ kN m}$ . I dati sono riferiti alla porzione di palo superiore, che si ritiene essere quella significativa ai fini della risposta alle azioni orizzontali; i valori massimi di momento flettente agente sul palo si verificano, difatti, a quote superiori ai 7 m. La misura dei momenti è stata

realizzata mediante trasduttori di deformazione a resistenza elettrica. Il carico, applicato con un'eccentricità  $e$  di 0,305 m, è stato incrementato per intervalli successivi fino a raggiungere un valore prossimo a indurre un momento flettente sul palo pari ad  $M_y$ .

#### Terreno.

Il palo sottoposto a prova è stato battuto in argille fortemente sovraconsolidate, caratterizzate da una struttura secondaria ben sviluppata. La coesione non drenata  $c_u$  è stata misurata mediante prove di compressione triassiale. Le proprietà del terreno, in termini di contenuto d'acqua  $w$ , tensione non drenata  $c_u$  e peso dell'unità di volume  $\gamma$  sono riportate in tabella 5.32. Prima della realizzazione della prova, si è proceduto all'escavazione di 1 m di terreno. Il livello della falda è stato mantenuto al di sopra della superficie del piano campagna con diverse settimane di anticipo rispetto all'inizio delle indagini sul terreno.

Depth m	Water content %	Undrained shear strength kPa	Total unit weight kN/m <sup>3</sup>
0	—	25	—
0.9	37	70	18.1
1.52	27	163	19.4
4.11	22	333	20.3
6.55	22	333	20.3
9.14	19	1100	20.8
20.00	—	1100	—

Tabella 5.32. Caratteristiche geotecniche del terreno, Reese et al., 1975  
(da Reese & Van Impe, 2001).

#### Risultati e analisi.

Al palo sono state assegnate le caratteristiche meccaniche e geometriche indicate dagli autori. Il profilo di coesione non drenata riportato in tabella 5.32 prevede una variazione lineare da 25 kPa a 333 kPa, fino a 4 m di profondità; a quote superiori il valore della coesione non drenata è costante e pari a 333 kPa. La caratterizzazione degli strati di terreno dei più profondi e resistenti è

ininfluente ai fini della risposta del palo ai carichi orizzontali. In riferimento ai primi quattro metri di profondità è stato assunto nelle analisi un valore medio di  $c_u$  pari a 150 kPa.

Nelle figure 5.133 e 5.134 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nelle figure 5.135 e 5.136 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma.

Il profili di pressione limite che consentono di ottenere le previsioni migliori in termini di momenti flettenti massimi sono il profilo proposto da Landi (2005) per argille consistenti e il suggerito per pali *battuti*. Nel primo caso i momenti flettenti massimi risultano leggermente sottostimati; nel secondo, al contrario, questi risultano leggermente sovrastimati.

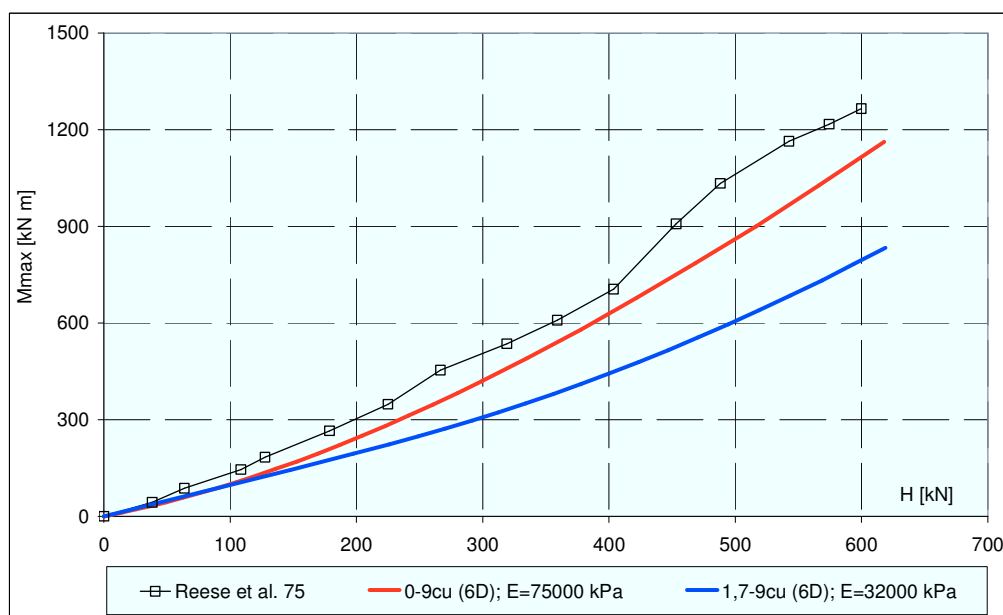


Figura 5.133. Reese et al. (1975): curve carichi – momenti massimi.

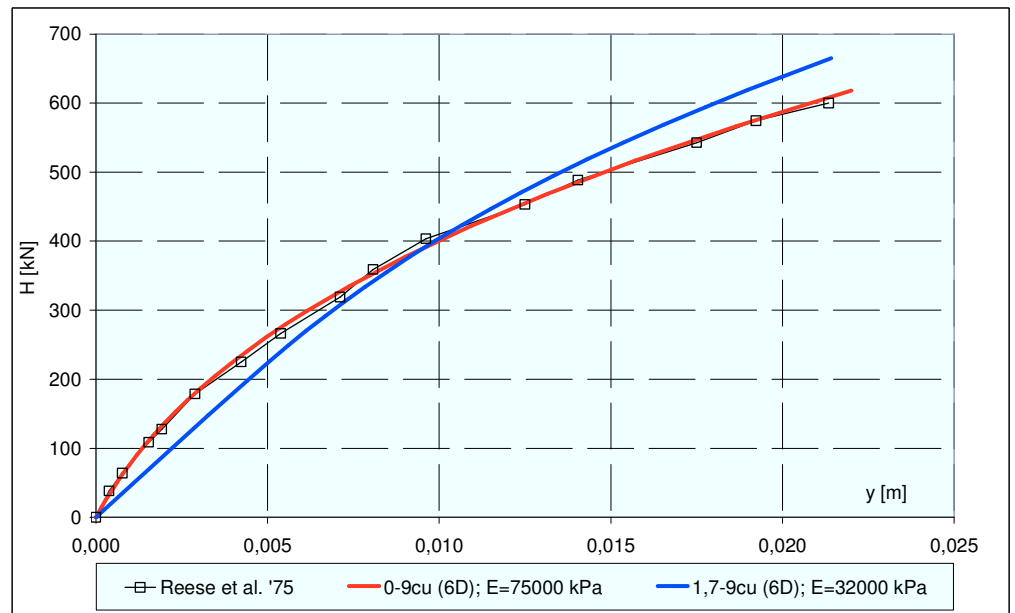


Figura 5.134. Reese et al. (1975): curve carichi – spostamenti.

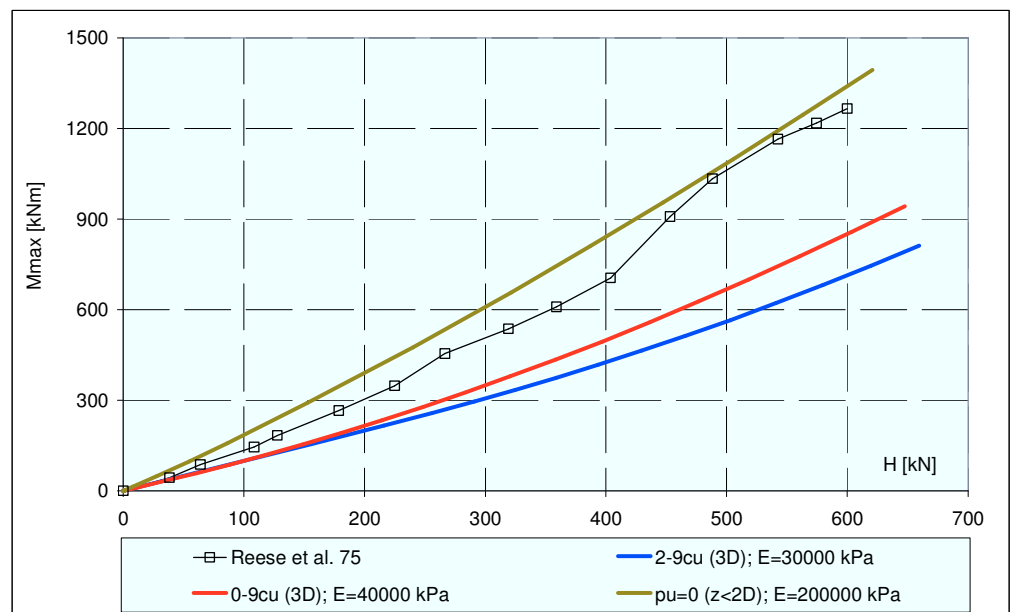


Figura 5.135. Reese et al. (1975): curve carichi – momenti massimi.

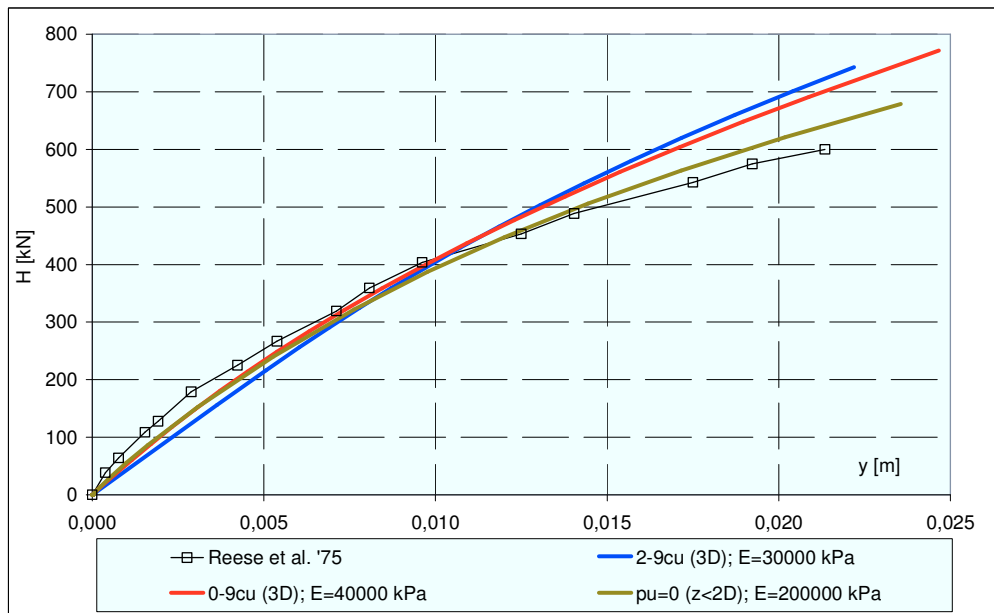


Figura 5.136. Reese et al. (1975): curve carichi – spostamenti.

### 5.3.13 Price & Wardle (1981) (da Reese & Van Impe, 2001)

Palo.

La prova è stata eseguita su un palo tubolare in acciaio, battuto in argilla di Londra. Il diametro esterno  $D_{est}$  è di 406 mm; la porzione di palo immersa nel terreno  $L$  è lunga 16,5 m. Il momento d'inerzia  $I_p$  del palo è di  $2,448 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ , la rigidezza flessionale  $E_p I_p$  pari a  $5,14 \cdot 10^4 \text{ kN m}^2$ . Il momento di snervamento delle fibre più esterne  $M_y$  è stato valutato pari a 301 kN m, mentre il momento  $M_{ult}$  responsabile della formazione della cerniera plastica è pari a 392 kN m. Il carico laterale è stato applicato con un'eccentricità dal piano campagna di 1,0 m. Le modalità di applicazione del carico hanno previsto che, ad ogni incremento, seguissero delle sollecitazioni cicliche. Ogni successivo incremento, tuttavia, è ritenuto sufficientemente grande da garantire che la risposta del palo ad ogni passo successivo non sia condizionata dalle precedenti oscillazioni. Sono riportati i risultati relativi alla sola fase di

---

applicazione statica dei carichi.

Terreno.

La prova è stata eseguita in argilla sovraconsolidata di Londra. I valori di coesione non drenata  $c_u$  sono stati determinati a mezzo di prove di compressione triassiale. L'andamento di  $c_u$  con la profondità è indicato in tabella 5.33 così come riportato dagli autori . Il livello della falda è posto ad una certa distanza dal piano campagna (non meglio specificata).

Depth m	Undrained shear strength kPa
0	44.1
4.6	85.2
6.2	80.6
19	133.3

Tabella 5.33. Valori di coesione non drenata, Price & Wardle, 1981 (da Reese & Van Impe, 2001).

Risultati e analisi.

Le analisi sono state realizzate assegnando al palo le proprietà geometriche e meccaniche indicate dagli autori. In base ai dati della tabella 5.33 si è assegnato a  $c_u$  un valore medio relativo ai primi 4,6 m di profondità pari a 60 kPa. Nella figura 5.137 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nella figura 5.138 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma.

Non sono riportate misure di momento flettente massimo, le previsioni sono riferite esclusivamente alle misure degli spostamenti misurati in corrispondenza della testa del palo.

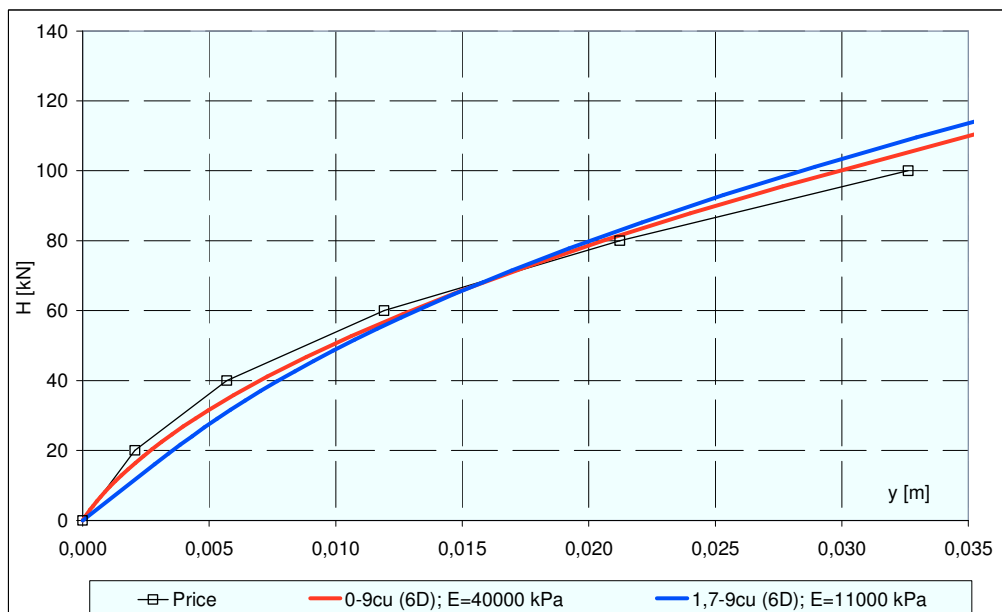


Figura 5.137. Price & Wardle (1981): curve carichi – spostamenti.

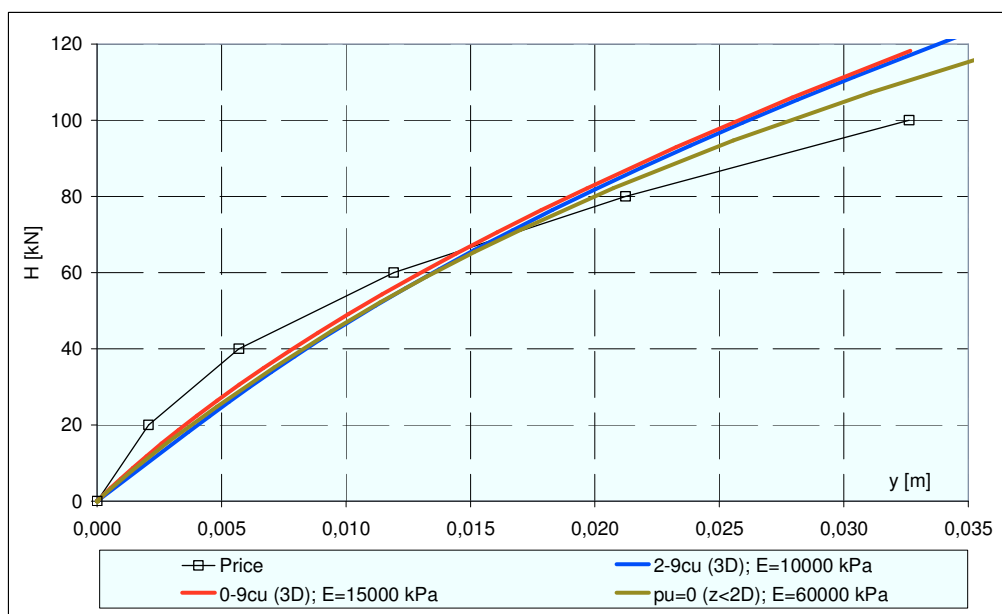


Figura 5.138. Price & Wardle (1981): curve carichi – spostamenti.



---

### 5.3.14 Rollins et Al. (1998)

Le prove sono state realizzate nei pressi dell'aeroporto internazionale di Salt Lake City, ed hanno interessato un palo singolo ed un gruppo di 9 pali, disposti secondo una configurazione quadrata 3x3. Di seguito si fa riferimento ai risultati ottenuti nel corso della prova di carico orizzontale statica sul palo singolo testato per comparazione col gruppo.

#### Terreno.

Al fine di definire il profilo del sottosuolo e le caratteristiche meccaniche dei terreni sono state eseguite indagini in sito e prove di laboratorio. Nell'ambito delle prove in sito, sono state realizzate prove penetrometriche dinamiche (SPT), statiche (CPT), prove dilatometriche (DMT), prove con il pressimetro (PMT), prove scissometriche (VST) e prove *down – hole* di misurazione delle onde di taglio. Sono stati prelevati campioni di terreno, sia disturbati che indisturbati. Le prove di laboratorio hanno consentito la determinazione della distribuzione granulometria delle particelle, dei limiti di Atterberg, della rigidezza di taglio e delle caratteristiche di consolidazione. Il profilo di terreno ricavato e un compendio dei risultati ottenuti dalle prove è contenuto in figura 5.139. I risultati dettagliati dell'insieme delle prove eseguite sono riportati in Peterson & Rollins (1996).

Lo strato superiore di ghiaia riportato in figura, che si protrae fino ad una quota di 1,70 m, è stato rimosso prima dell'installazione dei pali. I primi strati sono costituiti da limo ed argilla a bassa plasticità, denominati rispettivamente ML e CL nel sistema di classificazione USCS. Questi strati si estendono fino ad una quota di 2,8 m dal nuovo piano campagna (circa 8D); il fuso granulometrico evidenzia la presenza prevalente di particelle limose (50 – 75%); il contenuto argilloso varia fra 10 ed il 25%. La coesione non drenata varia generalmente fra 25 e 50 kPa. In corrispondenza del piano campagna, tuttavia, si sono riscontrati valori più elevati di coesione ( $c_u$  è pari anche a 100 kPa) per effetto del processo di sovraconsolidazione dovuto all'essiccazione degli strati. Le prove di consolidazione indicano che il terreno è sovraconsolidato fino ad una profondità di 8 m circa. Lo strato di terreni coesivi sovrasta uno strato di sabbie poco uniformi con grani di medie dimensioni e sabbie limose, classificate come SP ed SM. La densità relativa

delle sabbie, determinata dalle prove SPT e CPT, è compresa nell'intervallo  $65 \div 85\%$ . Lo stato di addensamento varia, dunque, fra denso e molto denso. La falda è situata nei pressi del piano campagna.

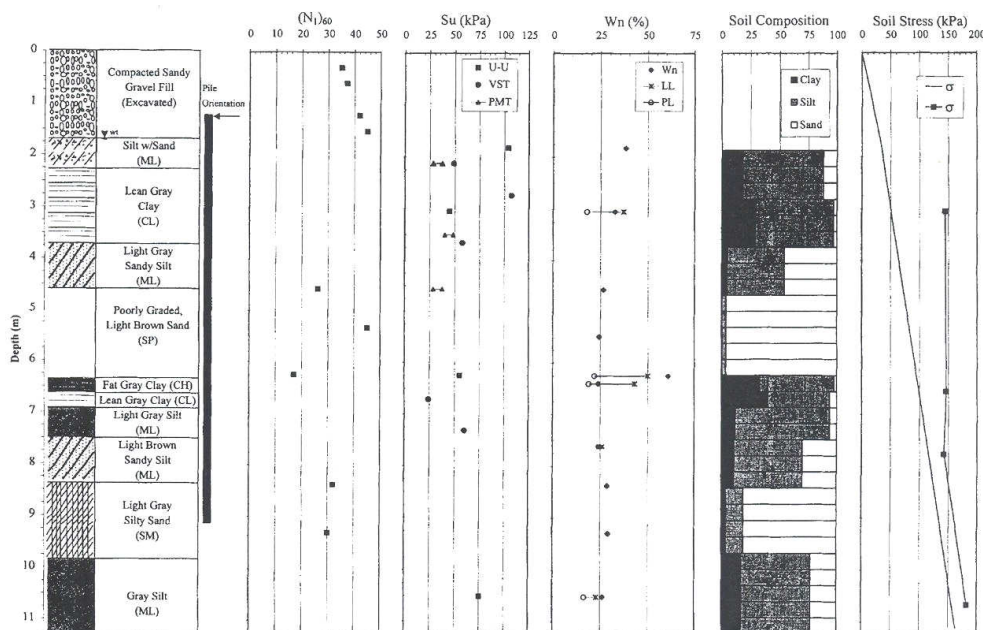


Figura 5.139. Stratigrafia e risultati delle indagini in sito ed in laboratorio  
(da Rollins et al., 1998)

## Pali.

I pali sono cilindrici, cavi, in acciaio, con l'estremità inferiore chiusa. Essi hanno un diametro interno di 305 mm ed uno spessore di 9,5 mm e sono stati battuti nel terreno fino ad una quota di 9,1 m. Il modulo elastico dell'acciaio è di 200 GPa e la tensione di snervamento pari a 331 MPa. All'interno dei pali è stato disposto un inclinometro e dei trasduttori di deformazione, e l'interno del cilindro è stato successivamente riempito con calcestruzzo ghiaioso. Le proprietà del calcestruzzo di riempimento, determinate in base a prove di laboratorio, indicano una resistenza a compressione di 20,7 MPa ed un modulo elastico di 17,5 GPa.

---

Realizzazione della prova.

I pali (palo singolo e pali appartenenti al gruppo) sono strumentati con inclinometri; le letture degli spostamenti vengono realizzate ogni 0,61 m, ad ogni incremento di carico. Trasduttori di deformazione, del tipo a barra, sono installati nel palo singolo ed in tre pali del gruppo, uno per ogni fila. La barra di rilevazione dei trasduttori è progettata per avere il medesimo modulo elastico del calcestruzzo di riempimento nel palo, in modo da evitare irrigidimenti locali. Le barre di rilevamento dei trasduttori sono a loro volta attaccate al tubo inclinometrico mediante delle staffe. I trasduttori sono disposti nel piano diametrale contenente la forza esterna e posti sulla parete interna del palo tubolare in acciaio, nella regione di tensioni massime.

Il carico è stato applicato mediante un martinetto idraulico con una capacità di 1,34 MN. La prova sul palo singolo è stata realizzata 8 mesi dopo la battitura dei pali, un intervallo di tempo ritenuto sufficiente a consentire la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dall'installazione del gruppo. La forza è applicata ad una distanza di 0,4 m dal piano campagna.

Il carico è stato applicato in forma incrementale. Ogni incremento è mantenuto per 10 min, cui seguivano 20-30 min necessari alla lettura degli strumenti. In corrispondenza di due passi di sollecitazione intermedi, il carico è stato rilasciato e quindi riapplicato, per definire le curve di scarico e ricarico del palo singolo e del gruppo.

Risultati e analisi.

Allo strato superficiale di limo ed argilla, dello spessore di 2,90 m, si è attribuito, sulla base dei dati riportati in figura 5.139, un valore medio di coesione non drenata  $c_u$  pari a 55 kPa; gli autori attribuiscono a questo strato un valore di coesione non drenata  $c_u$  costante, pari a 50 kPa (essi, tuttavia, definiscono espressamente *conservativo* tale profilo). Gli strati sottostanti il primo assumono, progressivamente, una rilevanza minore ai fini della determinazione della risposta del palo alle azioni orizzontali. Allo strato di sabbia, compreso fra quote di 2,90 e 4,60 m si è assegnato un valore di angolo d'attrito di  $38^\circ$  (in conformità con le indicazioni degli autori). La stratigrafia presenta la successione di un'ulteriore strato coesivo (limo sabbioso, fino a 6,60 m; si è posto  $c_u = 55$  kPa) ed un ulteriore strato incoerente (sabbia limosa; si è posto  $\phi = 36^\circ$ ).

La rigidezza flessionale del palo è stata valutata in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche dei materiali che lo costituiscono indicate dagli autori. Se ne è dedotto un valore di  $E_p I_p$  pari a  $3,07 \cdot 10^4 \text{ kN m}^2$ .

Nelle figure 5.140 e 5.141 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nella figura 5.142 - 5.143 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma. Le migliori previsioni in termini di momenti flettenti massimi si ottengono considerando un profilo di pressione limite caratterizzato da valori di  $p_u/c_u$  costante e pari a 9 per profondità superiori a  $3D$ ; al contrario, i momenti sono fortemente sovrastimati se si adotta il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*.

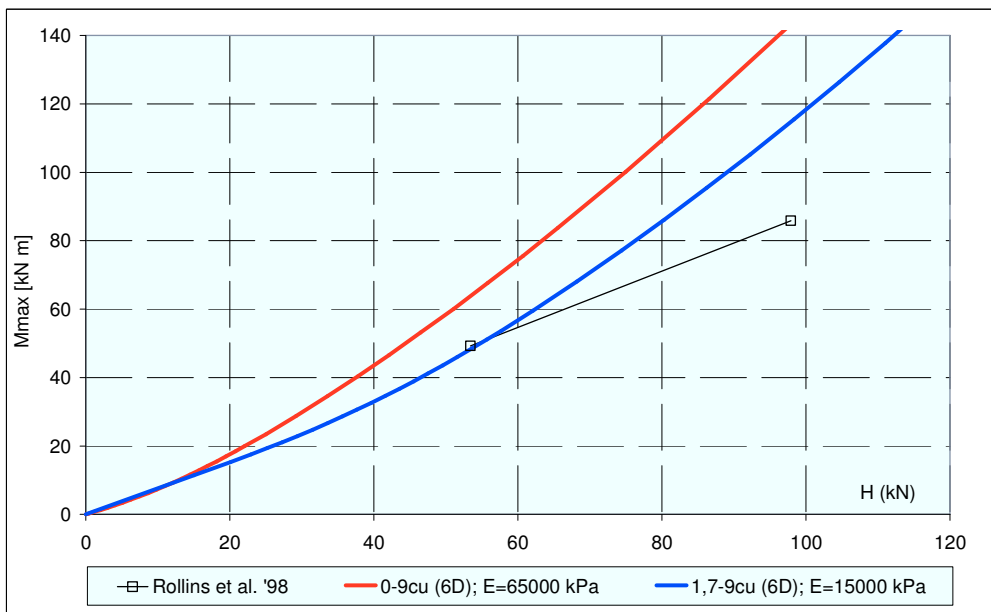


Figura 5.140. Rollins et al. (1998): curve carichi – momenti massimi.

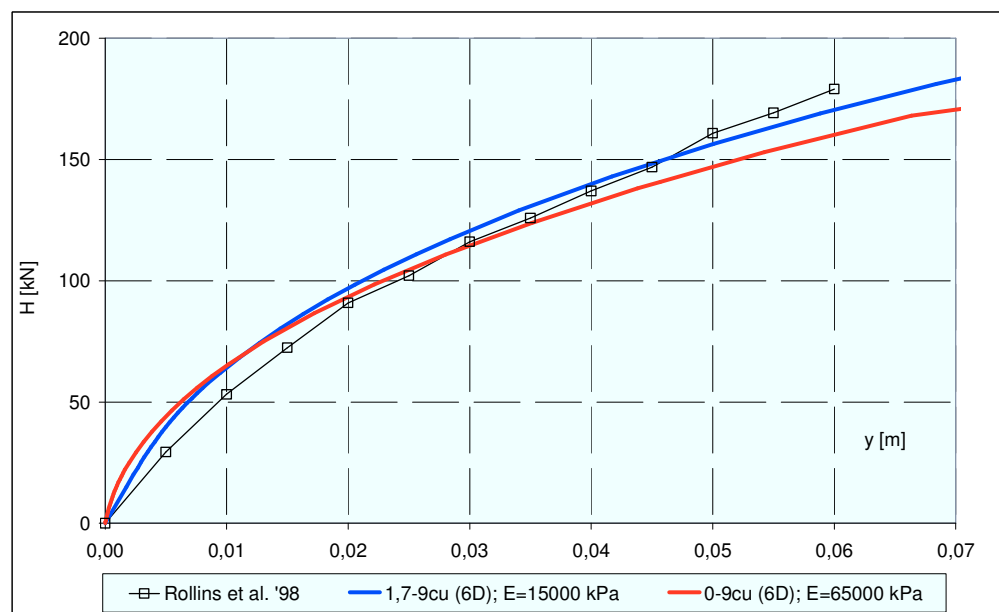


Figura 5.141. Rollins et al. (1998): curve carichi – spostamenti.

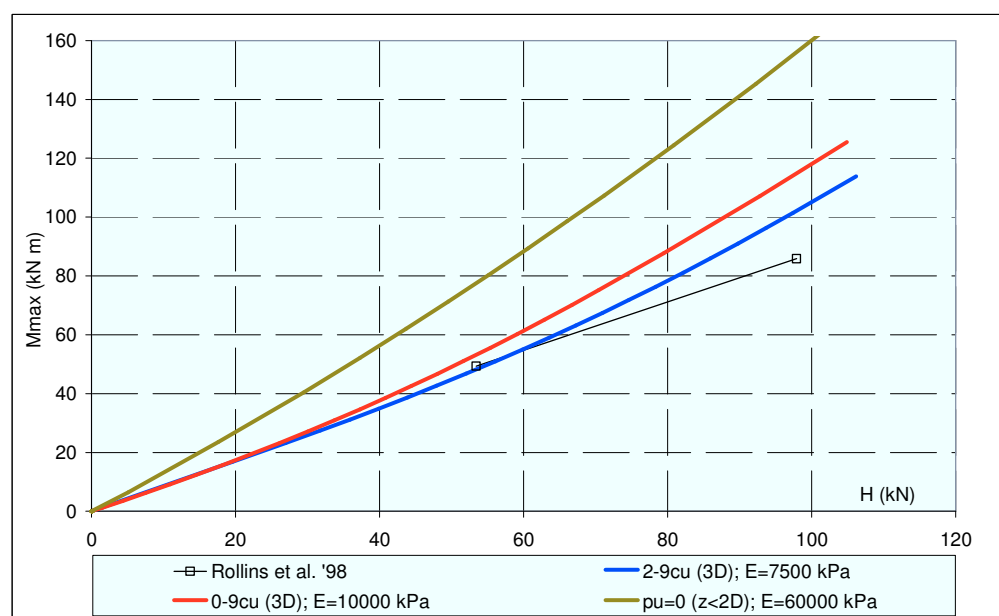


Figura 5.142. Rollins et al. (1998): curve carichi – momenti massimi.

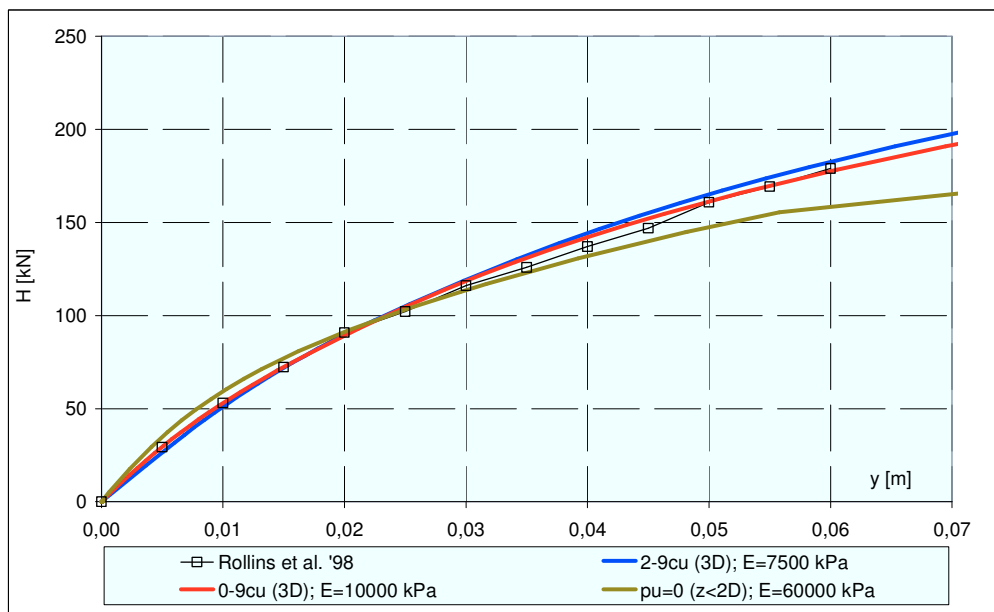


Figura 5.143. Rollins et al. (1998): curve carichi – spostamenti.

### 5.3.15 Rollins et Al. (2006)

Le prove hanno interessato due pali singoli e tre gruppi di pali. Il primo gruppo è costituito da 9 pali disposti secondo una configurazione quadrata 3x3 ad un interasse relativo di 3,3 diametri; il secondo gruppo è costituito da 12 pali disposti secondo una configurazione rettangolare 3x4 ad un interasse relativo di 4,4 diametri; il terzo gruppo è costituito da 15 pali disposti secondo una configurazione rettangolare 3x5 ad un interasse relativo di 5,65 diametri. Una delle due prove su palo singolo è stata condotta dopo aver caricato il palo stesso in direzione opposta alla direzione di prova; tale prova non è stata presa in considerazione nelle analisi riportate nel seguito.

Terreno.

I primi strati di terreno sono costituiti da argille dure con intercalazioni sabbiose fino ad una profondità di 5 m. L'indice di plasticità (PI) nel primo metro varia tra il 25 e il 52% per poi decrescere fino a raggiungere il valore

---

del 15% circa alla profondità di 4 m; il contenuto d'acqua naturale nel primo metro è compreso tra il 32 e il 36%. La sabbia costituente le intercalazioni ha una densità relativa del 60%. A profondità maggiori di 5 m si rinvencono argille tenere fino ad una profondità di circa 10 m; in ultimo si rinvencono strati alternati di argilla limosa e sabbia fino alla profondità massima esplorata di 15 m. Il pelo libero della falda si rinviene alla profondità di 1,07 m.

Il piano di indagini ha previsto la realizzazione di prove di laboratorio e di prove in sito. Nell'ambito delle prove in sito, sono state realizzate prove di penetrazione statica (CPT), dinamica (SPT), prove con il pressimetro (PMT), prove scissometriche (VST), prove di taglio in foro e prove *down – hole* di misurazione delle onde di taglio. I risultati dettagliati del complesso delle prove eseguite è riportato in Rollins (2003). Sono stati prelevati campioni di terreno, sia disturbati che indisturbati. Le prove di laboratorio hanno consentito la determinazione della distribuzione granulometrica delle particelle, dei limiti di Atterberg, della resistenza al taglio e delle caratteristiche di consolidazione. Il profilo di terreno ricavato con indicazione dei terreni nel sistema di classificazione USCS e un compendio dei risultati ottenuti dalle prove è contenuto in figura 5.144.

I valori di coesione non drenata sono ottenuti dalle prove scissometriche dalle prove di laboratorio e, in ultimo, dalle prove CPT facendo ricorso alla correlazione:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_c} \quad (5.29)$$

in cui  $N_c$  è determinato in base alle prove di laboratorio ed è posto pari a 15. La coesione non drenata assume un valore medio di 70 kPa nello strato superficiale di argilla fino alla profondità di 1,35 m (4D); lo strato di sabbia dello spessore di 30 cm compreso tra le profondità di 1,35 e 1,65 m ha un angolo d'attrito di 36-38° (determinato sulla base delle prove di taglio in foro); il valore medio di coesione non drenata nello strato di argilla che si rinviene a profondità minore di 5 m è pari 105 kPa.

Le prove di consolidazione indicano che il terreno è sovraconsolidato fino ad una profondità di 5 m circa.

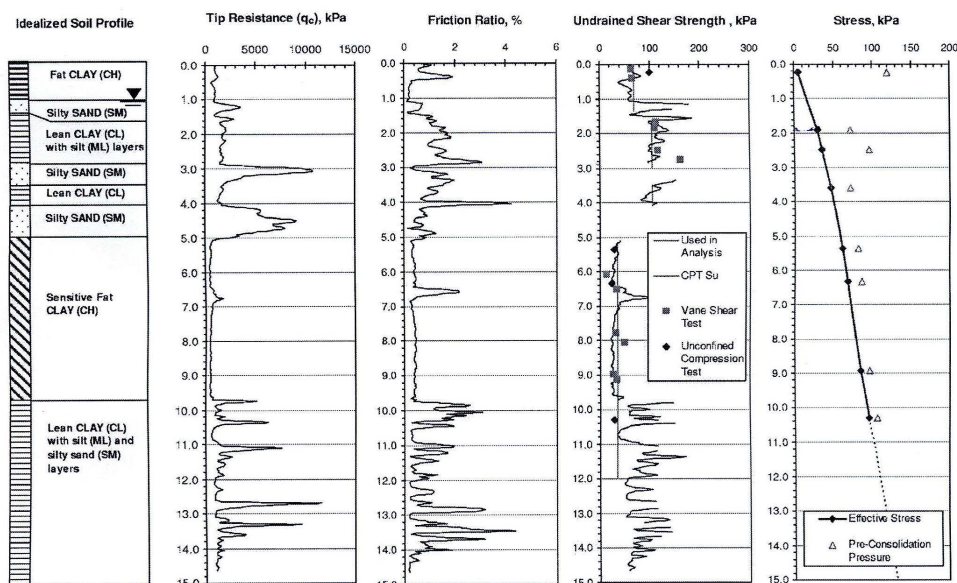


Figura 5.144. Stratigrafia e risultati delle indagini in sito ed in laboratorio  
(da Rollins et al., 2006)

Pali.

I pali sono cilindrici, cavi, in acciaio, con l'estremità inferiore chiusa. Hanno un diametro esterno di 324 mm ed uno spessore di 9 mm; sono stati battuti nel terreno fino ad una quota di 11,9 m. La tensione di snervamento media dell'acciaio costituente il palo è di  $405 \text{ MN/m}^2$ ; il momento d'inerzia è di  $1,16 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$ . I pali sono strumentati con trasduttori di deformazione, applicati a coppie esternamente al tubo, in corrispondenza di 10 differenti quote al fine di determinare le distribuzioni di momento flettente. Per proteggere gli strumenti, sono state saldate al fusto del palo delle protezioni. Il momento d'inerzia comprensivo del contributo delle protezioni è pari a  $1,43 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$ . Il carico è stato applicato, ad incrementi successivi, mediante un martinetto idraulico; la forza è applicata a 0,38 m dal piano campagna. La prova è stata realizzata con sollecitazioni cicliche a spostamenti controllati con nove incrementi di spostamento: ad ogni incremento, ha fatto seguito una serie di 15 cicli; per ogni ciclo si è imposto di non superare il valore di spostamento della testa del palo raggiunto al primo ciclo. In questo modo la risposta del terreno al primo ciclo di ogni successivo incremento non è



condizionata dalle oscillazioni precedenti ed individua il comportamento statico del palo. Le letture degli spostamenti delle teste dei pali sono affidate a trasduttori di spostamento LVDT.

#### Risultati e analisi.

La rigidezza flessionale  $E_p I_p$  del palo è pari a  $2,86 \cdot 10^4 \text{ kN m}^2$  secondo le indicazioni degli autori. I valori dei parametri di resistenza del terreno adottati nelle analisi sono stati scelti in base alla caratterizzazione condotta dagli autori (riportata in precedenza). Nelle figure 5.145 e 5.146 sono riportate le previsioni ottenute considerando i profili di pressione limite suggeriti da Landi (2005) per *argille consistenti* e *argille poco consistenti*. Nella figura 5.147 - 5.148 sono riportate le previsioni ottenute considerando i due profili di pressione limite caratterizzati da valori del rapporto  $p_u/c_u$  costante per profondità maggiori di  $3D$ ; insieme a queste ultime sono riportate le previsioni che si ottengono considerando il profilo di pressione limite proposto per pali *battuti*. Il valore del modulo di elasticità del terreno  $E_s$  utilizzato in ciascuna analisi è riportato, caso per caso, nel corrispondente diagramma.

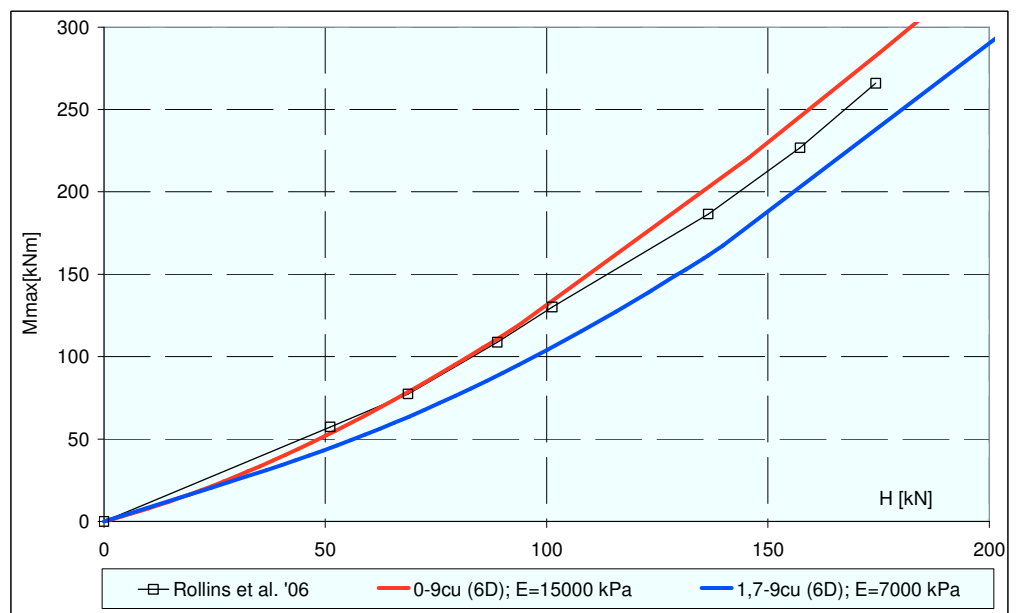


Figura 5.145. Rollins et al. (1998): curve carichi – momenti massimi.

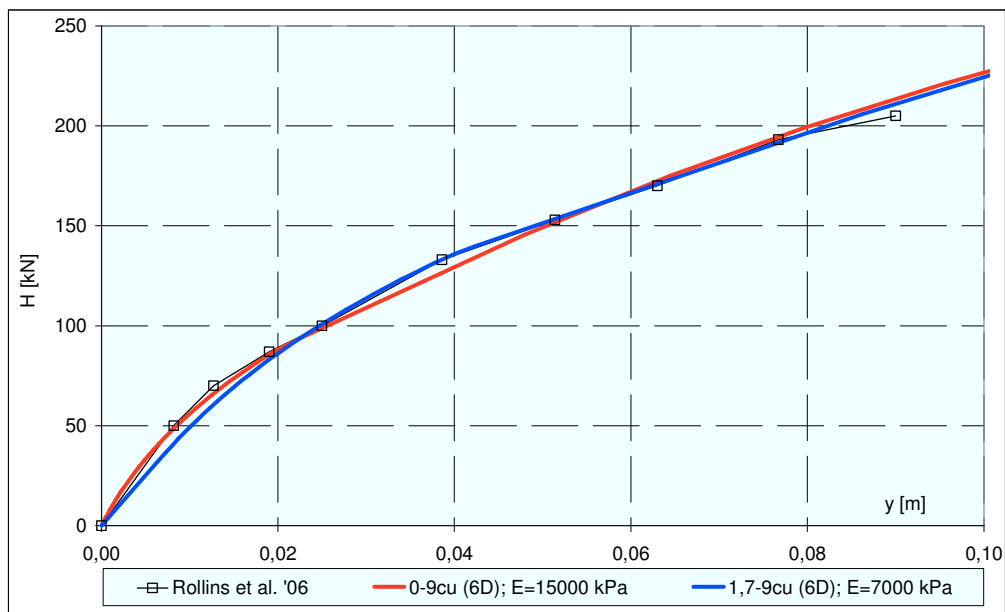


Figura 5.146. Rollins et al. (1998): curve carichi – spostamenti.

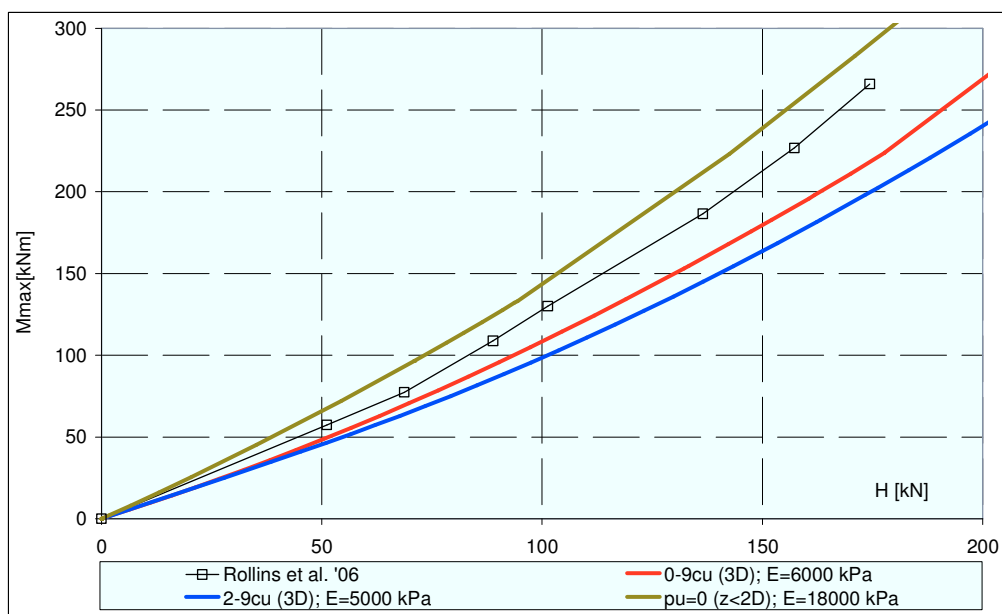


Figura 5.147. Rollins et al. (1998): curve carichi – momenti massimi.

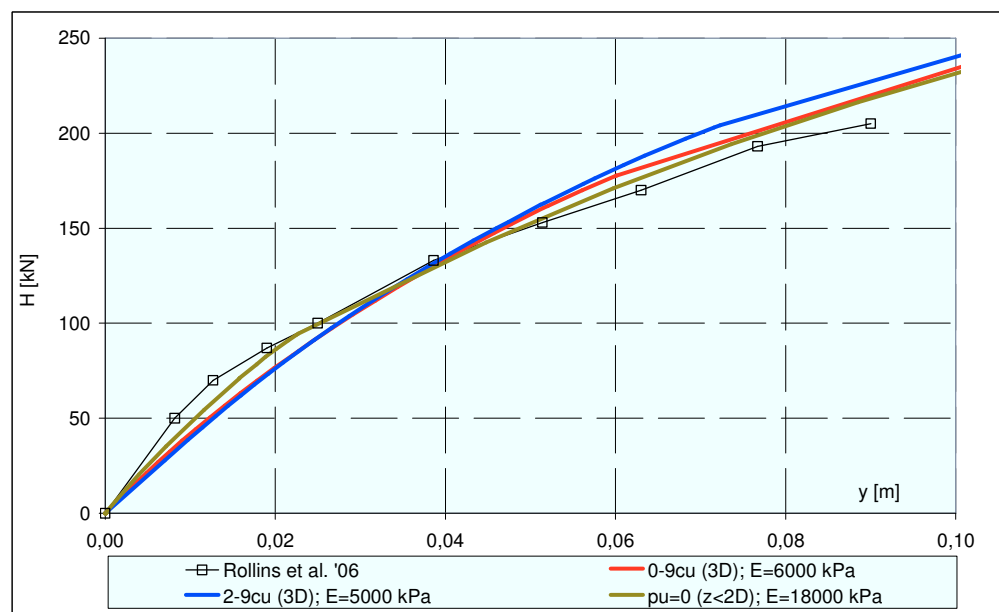


Figura 5.148. Rollins et al. (1998): curve carichi – spostamenti.

---

## 5.4 ANALISI DEI RISULTATI

### 5.4.1 Terreni incoerenti

I risultati delle analisi hanno evidenziato la possibilità di prevedere in modo soddisfacente gli aspetti maggiormente rappresentativi della risposta del palo singolo libero di ruotare in testa.

Adottando per il palo un modello che preveda la progressiva riduzione di rigidità flessionale  $E_p I_p$  all'aumentare delle sollecitazioni flettenti, si ottengono, in particolare, ottime previsioni di spostamento in testa, rotazione in testa e momento flettente massimo in funzione del livello di spostamento; la previsione del momento flettente massimo in funzione del carico applicato in testa è invece, come sottolineato in precedenza, indipendente dalla rigidità relativa palo – terreno. È possibile seguire gli andamenti sperimentali fino al raggiungimento di spostamenti molto elevati ( $y/D=0,1\div 0,4$ ) corrispondenti a condizioni prossime alla rottura del complesso palo-terreno.

Le analisi sono state condotte considerando due distinti andamenti per il profilo di pressione limite del terreno: un primo suggerito da Barton (1982) e un secondo ottenuto dal primo modificandolo per tenere conto delle indicazioni di Fleming et Al.(1985). I valori del modulo di elasticità del terreno sono stati scelti, nei due casi, mediante le correlazioni suggerite da Landi (2005). I risultati ottenuti ricorrendo alle due differenti modellazioni sono simili in tutti i casi esaminati. Il profilo ottenuto in base ai suggerimenti di Fleming et Al.(1985) ha consentito di ottenere un netto miglioramento nella previsione degli andamenti sperimentali solo nel caso delle prove di carico riportate da Collotta et Al.(1979); in tale caso il massimo livello di spostamento raggiunto nel corso della prova è stato molto basso ( $y/D=0,01$ ) ed è risultata critica la previsione dei momenti flettenti massimi in corrispondenza di bassi livelli di carico.

Quindi adottare un profilo di pressione limite non lineare con la profondità del tipo alla Fleming et Al.(1985), al fine di considerare che in prossimità della superficie la resistenza limite del terreno è circa pari alla spinta passiva che si espleta su una struttura di sostegno, non è sempre necessario. Questo effetto, è contenuto in un'area molto prossima alla superficie (Randolph, 2003) e

---

condiziona il calcolo dei momenti flettenti massimi solo in corrispondenza di bassi livelli di carico.

Nei casi in cui, nello stesso sito, sono state realizzate prove su pali identici per caratteristiche meccaniche, geometriche e tecnologia di realizzazione, e sottoposti a prova secondo le medesime modalità, si sono osservate risposte sperimentali differenti, spesso in maniera significativa (Jeon et Al., 2000); tale aspetto, ovviamente, non è riproducibile nelle analisi.

Sono fornite nel seguito delle rappresentazioni quantitative di sintesi dei risultati ottenuti conducendo le analisi utilizzando la modellazione del terreno che prevede l'impiego del profilo di pressione limite suggerito da Barton (1982). Nella tabella 5.34 sono riportate, caso per caso, le caratteristiche geometriche, meccaniche e tecnologiche dei pali interessati dalle prove nonché le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni.

I dati relativi al confronto tra carichi misurati e carichi calcolati sono riportati in figura 5.149 e 5.150. Le due figure si riferiscono, rispettivamente, ad uno spostamento  $y = 0,5 y_{max}$  ed ad uno spostamento  $y = y_{max}$ . I dati si inseriscono, tutti e per entrambe le rappresentazioni, in una fascia di variabilità compresa tra il  $\pm 20\%$ . Tale intervallo di indeterminazione è ritenuto fisiologico nell'ambito della risoluzione di problemi geotecnici (Randolph, 1994).

Lo stesso criterio di rappresentazione è stato adottato in relazione ai momenti flettenti massimi. Il valore misurato durante la prova e quello calcolato con il codice sono posti a confronto in corrispondenza di due livelli di carico  $H$ : il carico massimo di prova  $H_{max}$  ed un carico pari a  $0,5 H_{max}$ . In figura 5.151 e 5.152 si riportano i dati, afferenti rispettivamente ad  $H = 0,5 H_{max}$  ed  $H = H_{max}$ . Il numero di dati complessivo è minore rispetto ai grafici relativi agli spostamenti. Non tutte le prove di carico, difatti, erano predisposte per la misura dei momenti flettenti.

Anche in questo caso, i dati si inseriscono nella fascia di tolleranza compresa tra il  $\pm 20\%$ . La riproduzione dei dati sperimentali con il codice di calcolo è dunque ottima.

Caso sperimentale	d [m]	L [m]	tecnologia	N [kN]	(Eplp)1 [kNm2]	(Eplp)2/(Eplp)1	terreno	Dr [%]	f [°]	zw [m]
Collotta et Al. (1989)-palo 1	1,50	10,8	trivellato	-	7,80E+06	0,15	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	>90	43÷45	3,6
Collotta et Al. (1989)-palo 2	1,50	10,9	trivellato	-	8,00E+06	0,15	ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	>90	43÷45	2,7
Ng et Al.(2001)	1,50	28,0	trivellato	-	1,00E+07	0,40	terreni di riporto	55÷60	34÷36	1,0
Price & Wardle (1987)	1,50	12,5	trivellato	-	1,17E+07	0,46	ghiaia sabbiosa densa /sabbia grossa e ghiaia	90	43	3,5
Huang et Al.(2001)-palo 1	1,50	34,9	trivellato	-	6,86E+06	0,84	sabbia limosa	45÷50	32÷33	0,0
Huang et Al.(2001)-palo 2	0,80	34,0	battuto	-	7,90E+05	0,18	sabbia limosa	45÷50	32÷33	0,0
Ruesta & Townsend (1997)	0,76	16,5	battuto	-	9,89E+05	0,16	sabbia fine	55	30÷32	-2,0
Jeon et Al. (2000)-palo K1	0,40	9,4	trivellato	-	4,30E+04	0,42	ghiaia e sabbia	70÷90	52	2,4
Jeon et Al. (2000)-palo K2	0,40	8,3	trivellato	-	4,30E+04	0,42	ghiaia e sabbia	70÷90	52	2,4
Jeon et Al. (2000)-palo K3	0,40	8,3	trivellato	-	4,30E+04	0,42	ghiaia e sabbia	70÷90	52	2,4
Jeon et Al. (2000)-palo K4	0,40	8,0	trivellato	-	4,30E+04	0,42	ghiaia e sabbia	70÷90	52	2,4
Jeon et Al. (2000)-palo S1	0,40	10,4	trivellato	-	5,00E+04	0,38	sabbia limosa	30÷50	39	1,6
Jeon et Al. (2000)-palo S2	0,40	10,5	trivellato	-	5,00E+04	0,38	sabbia limosa	30÷50	39	1,6
Jeon et Al. (2000)-palo S3	0,40	11,2	trivellato	-	5,00E+04	0,38	sabbia limosa	30÷50	39	1,6
Jeon et Al. (2000)-palo S4	0,40	11,9	trivellato	-	5,00E+04	0,38	sabbia limosa	30÷50	39	1,6
Chai & Hutchinson (2002)-palo 1	0,41	5,5	predisposto in sito	445	5,45E+04	0,34	sabbia media uniforme	94	44	assente
Chai & Hutchinson (2002)-palo 2	0,41	5,5	predisposto in sito	445	5,45E+04	0,34	sabbia media uniforme	53	37	assente
Chai & Hutchinson (2002)-palo 3	0,41	5,5	predisposto in sito	445	5,85E+04	0,32	sabbia media uniforme	84	42	assente
Chai & Hutchinson (2002)-palo 4	0,41	5,5	predisposto in sito	445	5,85E+04	0,32	sabbia media uniforme	59	38	assente

Tabella 5.34 - Prove di carico su palo singolo in sabbie e ghiaie

Caso sperimentale	d [m]	L [m]	tecnologia	N [kN]	(Eplp)1 [kNm2]	(Eplp)2/(Eplp)1	terreno	Ip [%]	OCR	cu [kPa]
Reese & Welch (1975)	0,76	12,8	trivellato	-	8,00E+05	0,57	argille dure	-	-	110
Lu (1981)	1,04	11,0	trivellato	-	1,60E+06	0,09	argilla sabbiosa	15	-	85
Callisto (1994)-palo P4	1,20	52,0	trivellato	-	3,10E+06	0,28	argilla limosa	27	1÷2	50
Coutinho et Al. (2000)	1,10	48,0	trivellato	-	2,85E+06	0,12	argilla limosa tenera	-	-	20
Manoliu et Al. (1977)-pali 3&4	0,40	16,0	battuto , sez. quadrata 0,4x0,4 m	-	6,43E+04	0,35	argille limose	40	-	35
Manoliu et Al. (1977)-pali 5&6	0,35	16,0	battuto , sez. rettangolare 0,35x0,45 m	-	8,16E+04	0,33	argille limose	40	-	35
Brown et al.(1987)	0,27	12,6	battuto , tubolare in acciaio	-	1,60E+04	-	argilla sabbiosa dura	35	-	65
Mandolini & Viggiani(1992), 5	0,41	17,5	battuto , tubolare in acciaio con riemp.cls	-	4,34E+04	-	limo argilloso e limo sabbioso	35	3÷5	90
Mandolini & Viggiani (1992), 2	0,46	17,5	battuto , tubolare in acciaio con riemp.cls	-	6,45E+04	-	limo argilloso e limo sabbioso	35	3÷6	90
Kerisel (1965), caso 1	0,43	2,7	infisso , esagonale in acciaio	-	2,55E+04	-	argille dure	-	-	115
Kerisel (1965), caso 2	0,43	4,2	infisso , esagonale in acciaio	-	2,55E+04	-	argille dure	-	-	115
Kerisel (1965), caso 3	0,43	5,1	infisso , esagonale in acciaio	-	2,55E+04	-	argille dure	-	-	115
Commissione giapponese (1965)	0,31	5,2	battuto ,tubolare in acciaio	-	6,87E+03	-	argilla limosa tenera	-	-	30
Matlock (1970)	0,32	12,8	battuto ,tubolare in acciaio	-	3,13E+04	-	argille dure fessurate	-	-	30
Meyer (1979)	0,32	12,8	battuto ,tubolare in acciaio	-	3,13E+04	-	argilla tenera	-	-	14,4
Reese et al. (1975)	0,64	15,2	battuto ,tubolare in acciaio	-	4,94E+05	-	argille sovraconsolidate	-	-	150
Price & Wardle (1981)	0,41	16,5	battuto ,tubolare in acciaio	-	5,14E+04	-	argilla di Londra	-	-	60
Rollins et al. (1998)	0,32	7,4	battuto , tubolare in acciaio con riemp.cls	-	3,07E+04	-	limo e argilla	-	-	55
Rollins et al. (2006)	0,32	11,9	battuto ,tubolare in acciaio	-	2,86E+04	-	argille dure	25÷52	-	70

Tabella 5.35 - Prove di carico su palo singolo in argille e limi

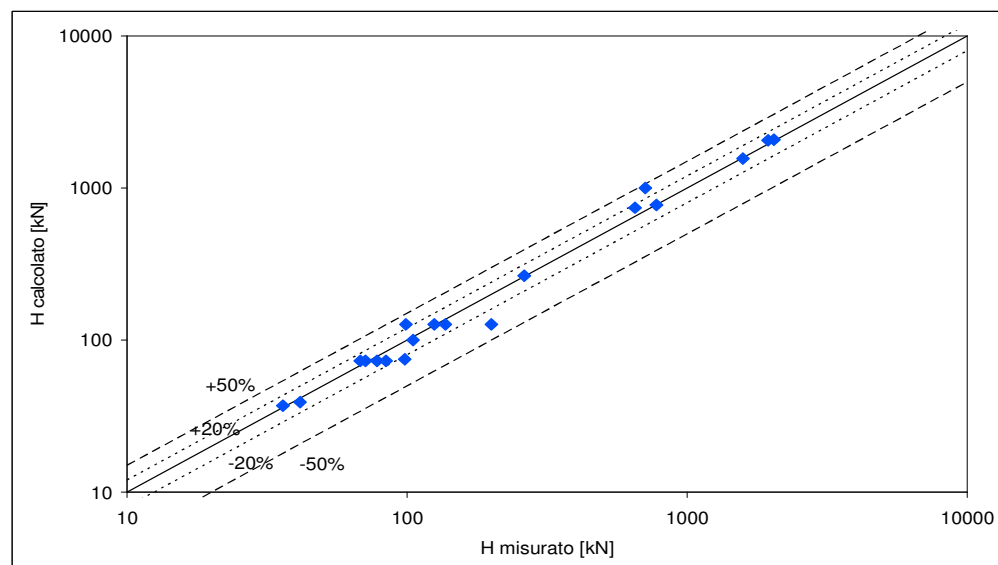


Figura 5.149. Confronto tra il carico misurato e il carico calcolato in corrispondenza di uno spostamento in testa  $y = 0,5 y_{max}$  (terreni incoerenti).

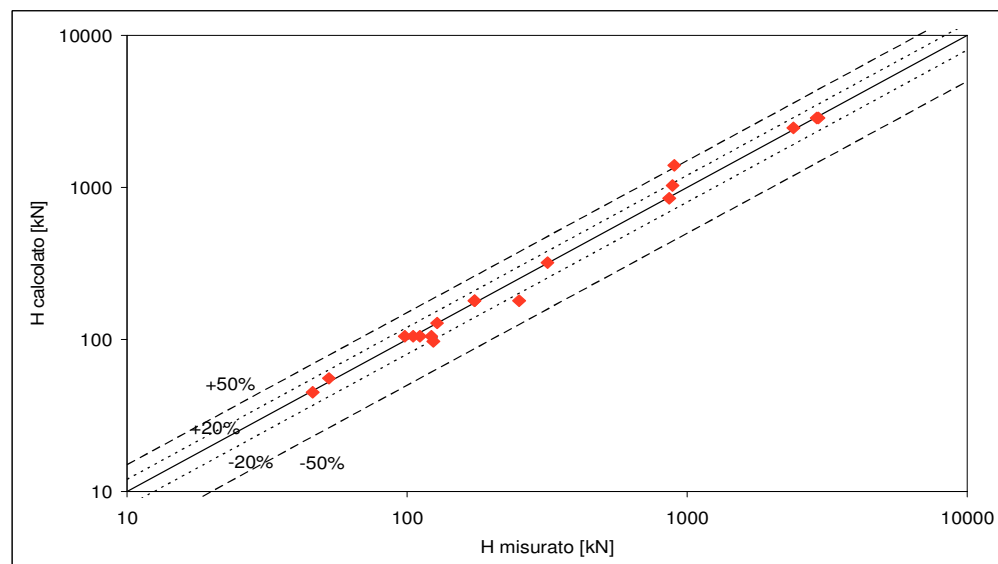


Figura 5.150. Confronto tra il carico misurato e il carico calcolato in corrispondenza di uno spostamento in testa  $y = y_{max}$  (terreni incoerenti).

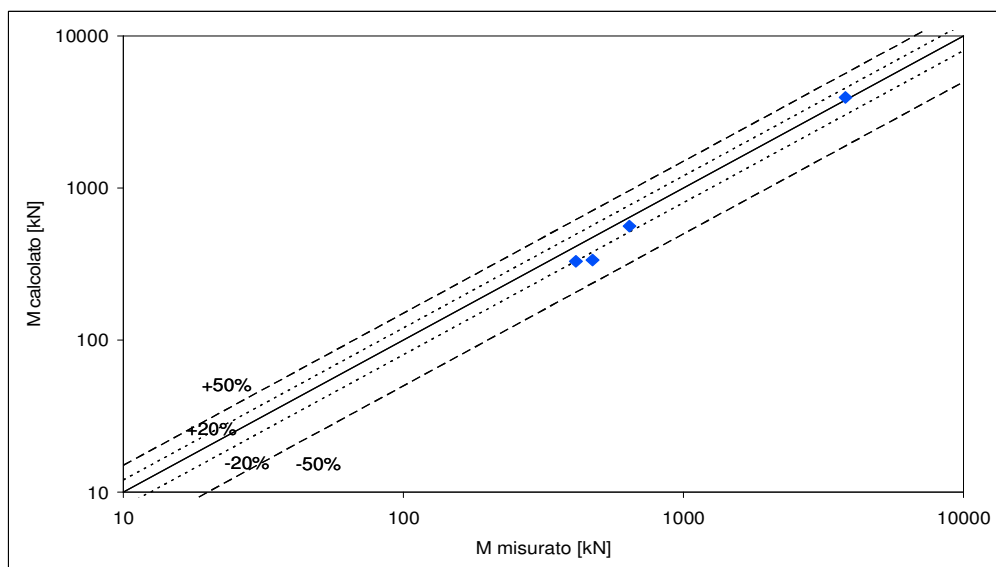


Figura 5.151. Confronto tra il valore misurato e il valore calcolato di momento flettente massimo in corrispondenza di un carico agente in testa  $H = 0,5 H_{\max}$  (terreni incoerenti).

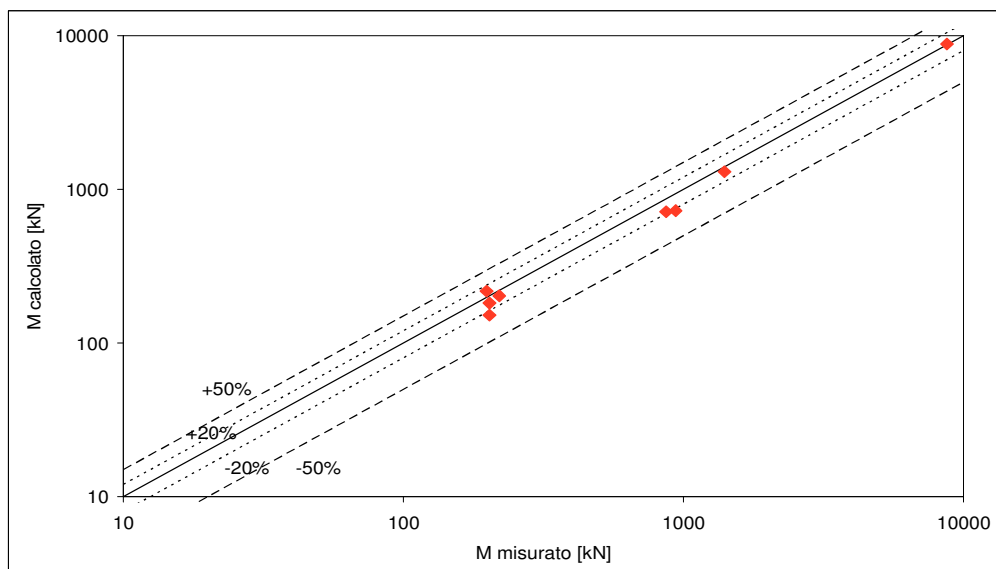


Figura 5.152. Confronto tra il valore misurato e il valore calcolato di momento flettente massimo in corrispondenza di un carico agente in testa  $H = H_{\max}$  (terreni incoerenti).



---

#### 5.4.2 Terreni coesivi

Le analisi hanno fornito dei risultati complessivamente meno soddisfacenti rispetto al caso dei terreni incoerenti.

Nel caso dei pali *trivellati* di medio e grande diametro non è stato agevole individuare quale tra i profili di pressione limite considerati consenta di ottenere le migliori previsioni. È stato osservato come nel caso della prova riportata da Reese & Welch (1975) su un palo del diametro 0,762 m il profilo di pressione limite relativo ad *argille consistenti* consenta di ottenere la migliore previsione degli andamenti sperimentali fino al raggiungimento di un livello di spostamento in testa  $y = 0,04D$ ; al contrario, nel caso delle prove di carico su pali di grande diametro riportate da Callisto (1994), Lu (1981) e Sousa Coutinho (2000), in riferimento a livelli di spostamento in testa differenti ( $y_{max}/D=0,05$ ;  $y_{max}/D=0,01$ ;  $y_{max}/D=0,01$  rispettivamente) tale profilo si rivela fortemente cautelativo e conduce ad una sovrastima dei momenti flettenti massimi all'aumentare del livello di spostamento in testa.

Il tratto iniziale delle curve carichi-spostamenti in testa e carichi rotazioni in testa è ben previsto, caso per caso, adottando un valore del modulo di elasticità  $E_s$  pari circa a  $1200 c_u$ .

Nel caso dei pali *battuti* le migliori previsioni di momenti flettenti massimi si ottengono adottando il profilo di pressione limite per essi appositamente definito (i casi delle prove di carico n°2 e n°3 riportate da Kerisel, 1965 e Rollins, 1998 costituiscono un'eccezione). Il valore del modulo di elasticità  $E_s$  determinato a ritroso nel tentativo di ottenere la migliore previsione possibile dell'intera curva carichi – spostamenti assume anche per pali *battuti* valori pari a circa  $1200 c_u$ .

L'insieme dei valori del modulo di elasticità  $E_s$  determinati mediante le analisi a ritroso condotte è riportato in figura 5.153 in funzione del parametro di resistenza non drenata  $c_u$ . Si osserva una certa dispersione dei valori determinati imputabile probabilmente alla variazione di parametri quali l'indice di plasticità  $I_p$  e il grado di sovra consolidazione OCR (non noti in tutti i casi).

Nel seguito sono riportate alcune rappresentazioni quantitative di sintesi dei risultati ottenuti. Nella tabella 5.35 sono state riportate, caso per caso, le caratteristiche geometriche, meccaniche e tecnologiche dei pali interessati

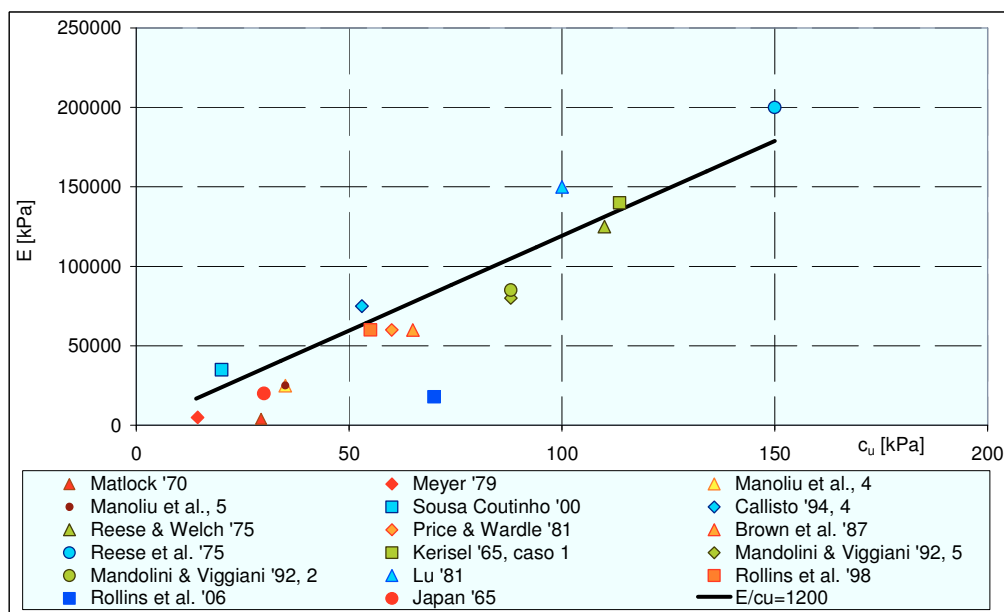


Figura 5.153. Modulo elastico in terreni coesivi: proposta di correlazione.

dalle prove nonché le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni. I grafici sono analoghi a quelli già riportati in riferimento ai terreni incoerenti: nelle figure 5.154 e 5.155 si riportano le previsioni del carico applicato in testa in riferimento rispettivamente ad uno spostamento  $y = 0,5 y_{max}$  ed ad uno spostamento  $y = y_{max}$ . In figura 5.156 e 5.167 si riportano le previsioni del momento flettente massimo in riferimento rispettivamente ad un carico  $H = 0,5 H_{max}$  e ad un carico  $H = H_{max}$ . Per i pali *battuti* (punti *blu*) i risultati sono relativi all'adozione del profilo di pressione limite per essi appositamente definito. Per i pali *trivellati* sono riportate le previsioni ottenute con un profilo di resistenza relativo ad *argille consistenti* (punti *verdi*); per questi ultimi sono riportati inoltre i risultati ottenuti con un profilo limite caratterizzato da una variazione lineare del rapporto  $p_u/c_u$  da 2 al piano campagna a 9 ad una profondità pari a 3D e da valori costanti di tale rapporto a profondità maggiori di 3D (punti *rossi*). I risultati si inseriscono in una fascia di variabilità compresa tra il  $\pm 50\%$ , evidenziando una maggiore dispersione nel caso dei pali *trivellati*. Le previsioni di spostamenti in testa e momenti flettenti massimi sono nel complesso meno soddisfacenti di quelle ottenute nel caso dei terreni incoerenti.

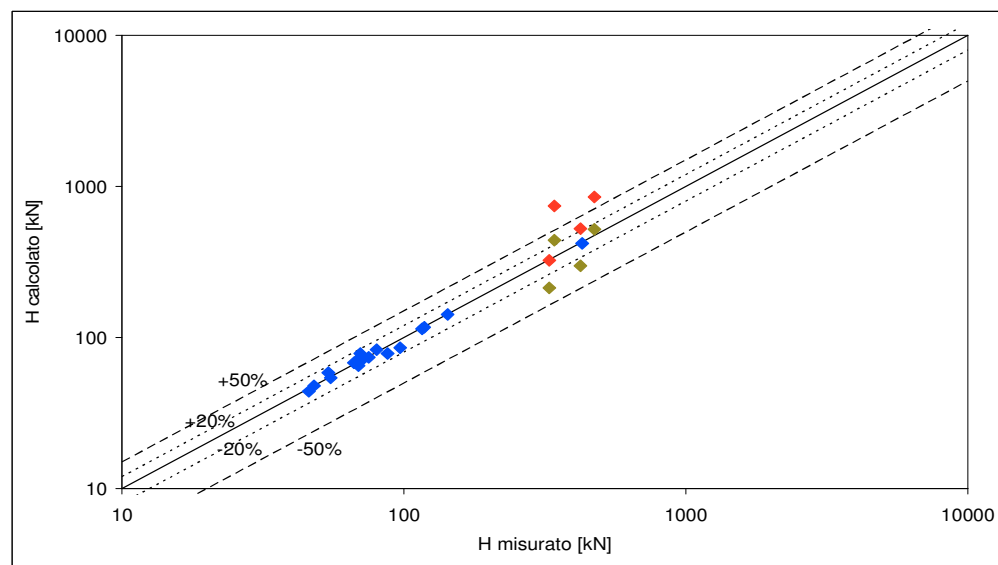


Figura 5.154. Confronto tra il carico misurato e il carico calcolato in corrispondenza di uno spostamento in testa  $y = 0,5 y_{\max}$  (terreni coesivi).

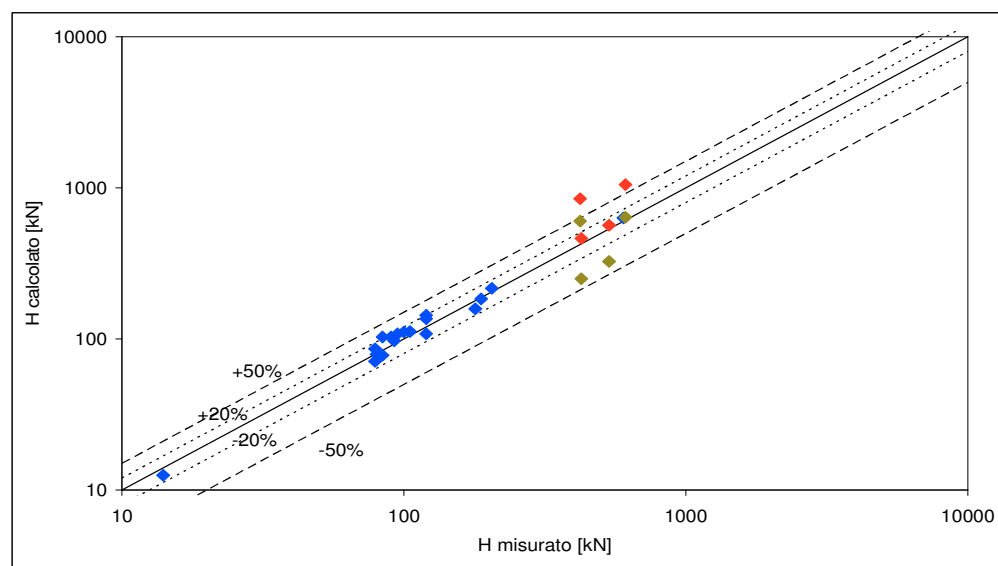


Figura 5.155. Confronto tra il carico misurato e il carico calcolato in corrispondenza di uno spostamento in testa  $y = y_{\max}$  (terreni coesivi).

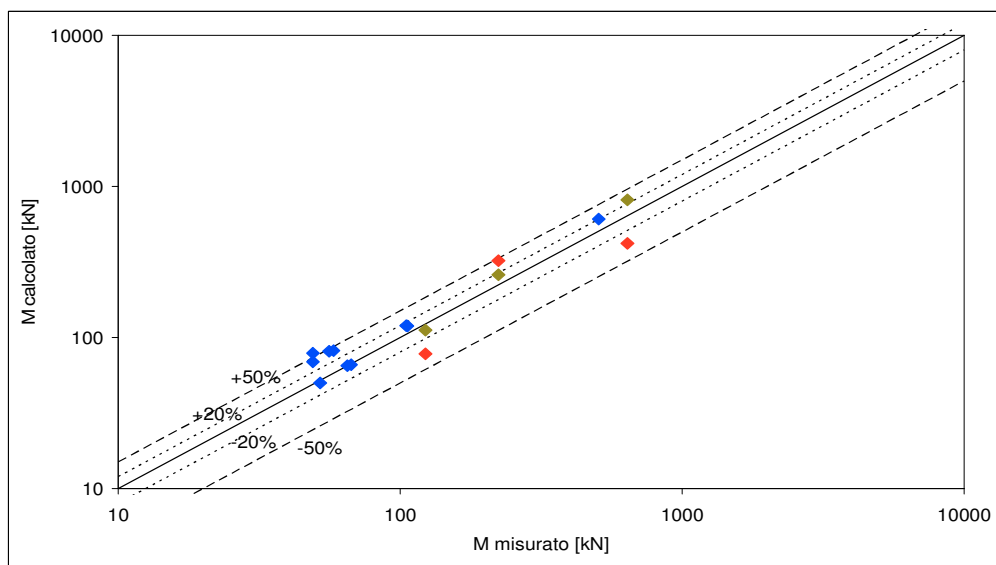


Figura 5.156. Confronto tra il valore misurato e il valore calcolato di momento flettente massimo in corrispondenza di un carico agente in testa  $H = 0,5 H_{max}$  (terreni coesivi).

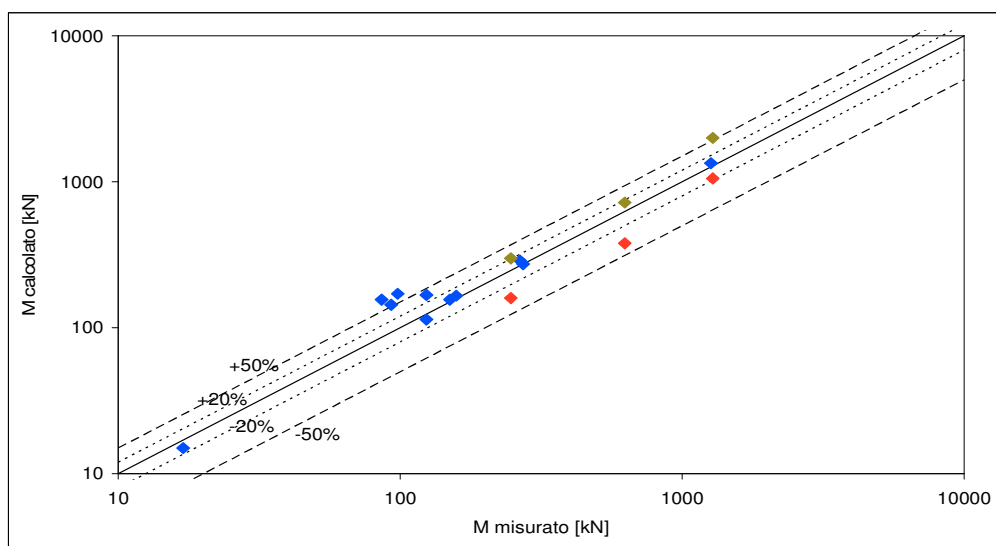


Figura 5.157. Confronto tra il valore misurato e il valore calcolato di momento flettente massimo in corrispondenza di un carico agente in testa  $H = H_{max}$  (terreni coesivi).

---

## *Capitolo 6*

# Validazione di STHOP; gruppi di pali

### **6.1 ANALISI SU GRUPPI DI PALI**

#### ***6.1.1 Generalità***

In questo capitolo sono riportati alcuni esempi di analisi finalizzate alla previsione del comportamento di gruppi di pali in vera grandezza realizzate con il programma di calcolo STHOP.

I casi esaminati sono relativi alle prove di carico realizzate in terreni incoerenti da Ruesta & Townsend (1997); Huang et Al. (2001) e Ng et Al. (2001).

Gli autori hanno previsto, parallelamente alla prova sul gruppo, la realizzazione di una prova di carico orizzontale su un palo singolo. Tale prova, effettuata con la finalità di confrontare la risposta del palo singolo con quella dei pali appartenenti al gruppo, interessa ovviamente un palo con analoghe caratteristiche geometriche e meccaniche di quelli del gruppo, ed è condotta nei medesimi terreni.

Tali prove sul palo singolo sono state analizzate con il codice di calcolo nel Capitolo 5. In quella sede sono state descritte, caso per caso, le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pali; il tipo di strumentazione utilizzata per la lettura dei dati di prova; la stratigrafia dei terreni, le indagini geotecniche realizzate e la caratterizzazione meccanica che ne scaturisce; sono riportate le modalità di applicazione del carico di prova. Sono altresì riportati i valori

---

attribuiti ai parametri d'ingresso del programma STHOP, in riferimento tanto al palo (lunghezza, diametro, rigidezza flessionale) quanto al terreno (parametri di resistenza e modulo elastico).

I parametri di resistenza e di deformabilità utilizzati, per il terreno e per il palo, in sede di analisi delle prove sul palo singolo sono stati utilizzati, invariati, per nell'analisi della risposta del gruppo di pali. La possibilità di ottenere delle buone previsioni degli andamenti sperimentali osservati è affidata all'adozione di opportuni elementi di modellazione.

Le analisi sui gruppi sono state realizzate secondo le seguenti modalità:

1. adottando la *distanza di estinzione* degli effetti di interazione elastica tra i pali, definita secondo le indicazioni di Reese & Van Impe (2001);
2. modellando il fenomeno dell'*effetto ombra* attraverso l'introduzione di una *rottura a blocco*, che interessa i pali delle file successive alla prima (Basile, 1999; 2001; 2003);
3. modellando la progressiva riduzione di rigidezza flessionale lungo il fusto dei pali all'aumentare delle sollecitazioni flettenti attraverso l'introduzione di una funzione momento-curvatura che definisca il comportamento dei pali nei riguardi delle deformazioni flessionali;
4. modellando la progressiva evoluzione della condizione di vincolo imposta alla testa dei pali dalla struttura di collegamento attraverso l'introduzione di una funzione momento – rotazione che definisca la variazione di rigidezza rotazionale del nodo all'aumentare del livello di sollecitazione flettente in corrispondenza dell'incastro di testa.

### 6.1.2 Ruesta & Townsend (1997)

Gli autori realizzano una prova di carico su due gruppi di 16 pali battuti quadrati in calcestruzzo precompresso, disposti secondo una configurazione 4x4 e con interasse relativo pari a 3 diametri; la condizione di vincolo è differente per i due gruppi come si può osservare in figura 6.1 in cui si riporta una visione in pianta dello schema di prova. Il carico è applicato mediante un martinetto idraulico posto ad una distanza di 2,4 m dal piano campagna. La struttura di collegamento è realizzata in cemento armato ed ha uno spessore di 1,72 m. La connessione della testa dei pali alla struttura di collegamento è realizzata mediante *blocchi* in cemento dell'altezza di 0,23 m per impedire la rotazione delle teste dei pali. La distanza tra l'intradosso della struttura di collegamento e il piano campagna è di 1 m se tali *blocchi* in cemento si considerano non appartenenti ad essa.

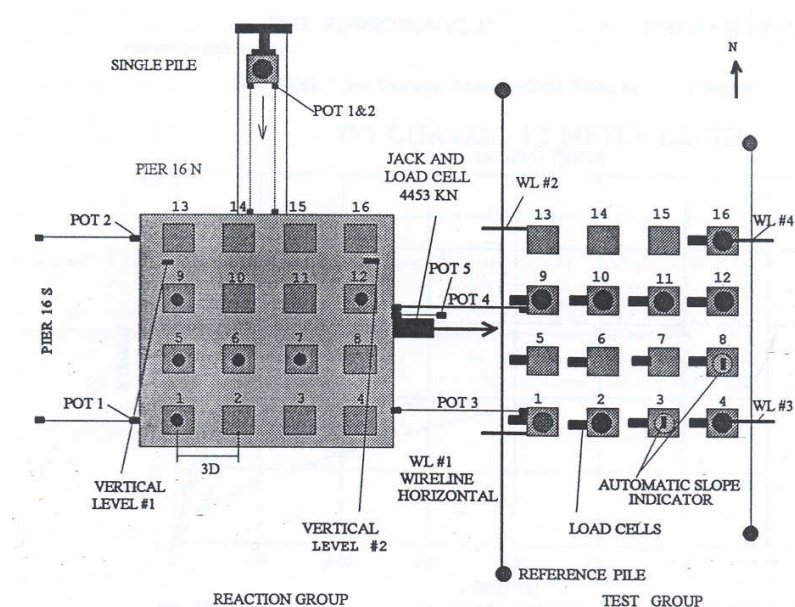


Figura 6.1. Schema di prova sui gruppi di pali 4x4 (da Ruesta & Townsend, 1997).

Come si può osservare in figura 6.1 nel gruppo di pali liberi di ruotare 10 dei 16 pali sono strumentati con trasduttori di deformazione ed inclinometri

mentre nel gruppo di pali incastrati sono strumentati 5 pali (indicati con un cerchio nero).

Le caratteristiche dei pali e del terreno, nonché i parametri d'ingresso utilizzati per realizzare l'analisi con il codice di calcolo, sono stati riportati nel paragrafo 5.2.5.

#### Pali incernierati

In figura 6.2 si riportano i risultati sperimentali in termini di curve carico medio per fila – spostamento (la fila 1 è la prima fila nel verso di avanzamento del gruppo).

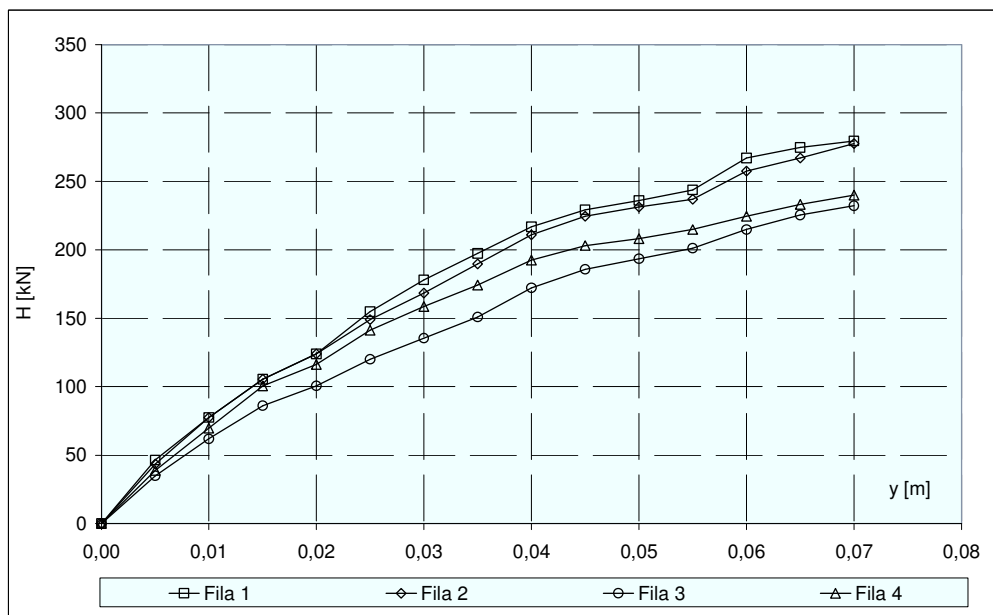


Figura 6.2. Ruesta & Townsend (1997), ripartizione del carico esterno tra le file.

Si nota come l'aliquota di carico assorbita dalla seconda fila sia pressoché uguale all'aliquota di carico assorbita dalla prima, allo stesso modo si osserva come l'aliquota di carico assorbita dalla terza fila sia pressoché uguale all'aliquota di carico assorbita dalla quarta (mediamente il palo appartenente alle prime due file raggiunge un carico massimo di 270 kN mentre il palo appartenente ad una delle ultime due file raggiunge un carico massimo di 220 kN). La parte iniziale delle quattro curve è simile, le differenze insorgono per



---

livelli si spostamento superiori ai 2÷3 cm. I pali del gruppo iniziano a fessurarsi per livelli di carico superiori ai 3300 kN (per livelli di spostamento superiori ai 45 mm) quando i momenti flettenti raggiungono il valore di 800 kNm nella prima fila (Ruesta & Townsend, 1997).

Il comportamento della seconda fila, che non sembra risentire dell'*effetto ombra* (Capitolo 2), potrebbe essere dovuto all'addensamento dei terreni ottenuto con la battitura dei pali e in particolare alla sequenza di battitura adottata. I risultati delle indagini geotecniche realizzate in seguito alla battitura dei pali all'interno del perimetro del gruppo hanno consentito di stimare un incremento del valore di angolo d'attrito per lo strato superficiale di sabbie limose pari a 4° (Kishida, 1967; Capitolo 5). Il valore di angolo d'attrito da adottare nelle analisi, per tenere conto degli effetti dell'installazione dei pali, è quindi  $\phi=36^\circ$ .

Nella modellazione, attraverso l'introduzione della *rottura a blocco*, si fa una distinzione tra la fila frontale e le file successive ad essa; queste ultime, poi, sono trattate indistintamente: adottare un valore di angolo d'attrito maggiore consente di ottenere una risposta complessivamente più rigida ma non consente di riprodurre il comportamento della seconda fila. Sono riportati i risultati di tre tipologie di analisi:

1. analisi 1: prevede l'adozione della *distanza di estinzione* degli effetti di interazione elastica tra pali; la modellazione del fenomeno dell'*effetto ombra* attraverso l'introduzione della *rottura a blocco* e la non linearità di comportamento dei pali .
2. analisi 2: adotta le stesse ipotesi di modellazione dell'analisi 1 ma non considera l'*effetto ombra*.
3. analisi 3: adotta le stesse ipotesi di modellazione all'analisi 1 ma considera gli effetti dell'installazione attraverso l'adozione di un angolo d'attrito di  $\phi=36^\circ$ .

In figura 6.3 si riporta l'andamento della curva carichi – spostamenti del gruppo, messa a confronto con i risultati delle analisi numeriche. Nelle figure 6.4 ÷ 6.7 si riportano gli andamenti delle curve carichi – spostamenti riferiti a ciascuna delle quattro file (i carichi riportati in ordinata sono carichi medi per

fila). In riferimento alla curva carichi – spostamenti del gruppo il confronto tra i dati sperimentali e quelli analitici evidenzia come la modellazione adottata nell'analisi 2 consenta di prevedere i risultati sperimentali con migliore approssimazione.

In riferimento alle curve carichi – spostamenti delle singole file l'andamento meno fedelmente ripercorso è relativo alla seconda fila. Adottare un angolo d'attrito  $\phi=36^\circ$  consente una migliore previsione della curva carichi – spostamenti relativa alla fila frontale; tuttavia gli spostamenti delle altre file risultano sovrastimati. Le analisi prevedono con buona approssimazione il livello di spostamento in corrispondenza del quale avviene la fessurazione dei pali che, nel caso in esame, interessa le quattro file in corrispondenza dello stesso livello di spostamento ed è pertanto ben visibile sulla curva carichi – spostamenti del gruppo. Gli autori non riportano gli andamenti dei momenti flettenti massimi al variare del carico esterno applicato; mostrano, tuttavia, il profilo dei momenti agenti sui pali delle 4 file in corrispondenza di un carico applicato sul gruppo pari a 2230 kN.

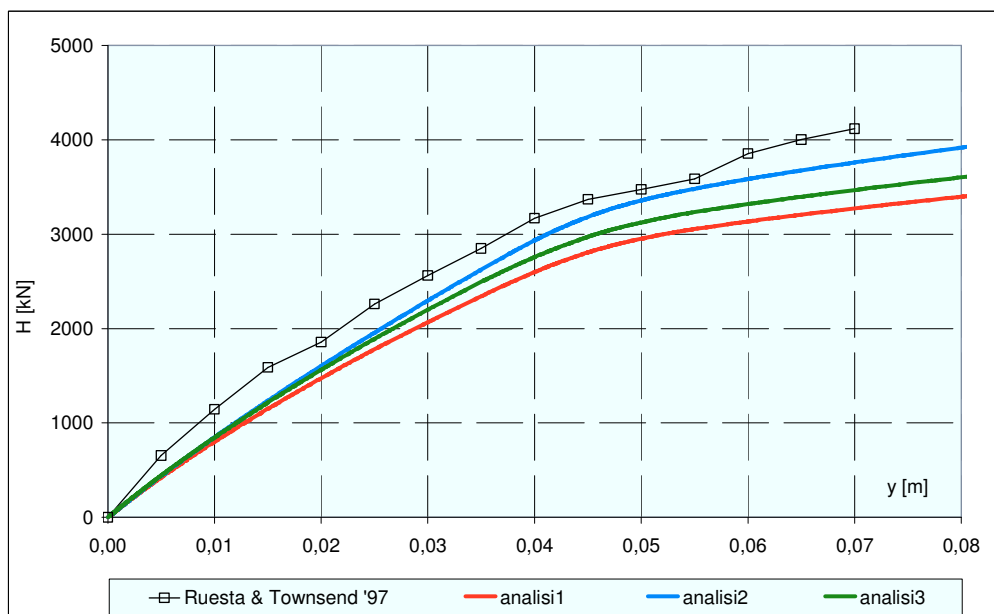


Figura 6.3. Ruesta & Townsend (1997), gruppo di pali liberi di ruotare: curva carichi – spostamenti

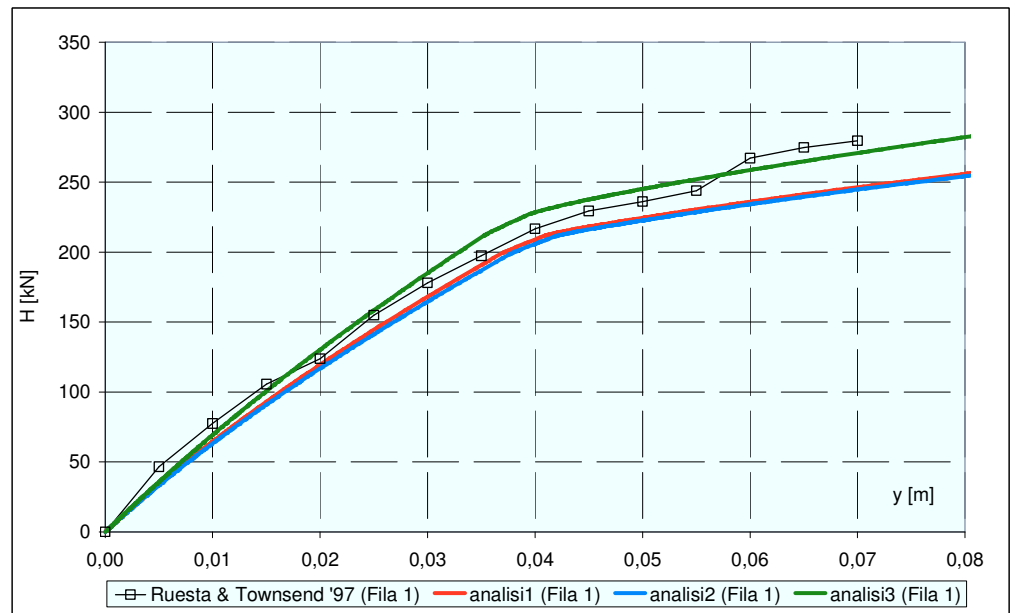


Figura 6.4. Ruesta & Townsend (1997), fila 1: curve carichi – spostamenti.

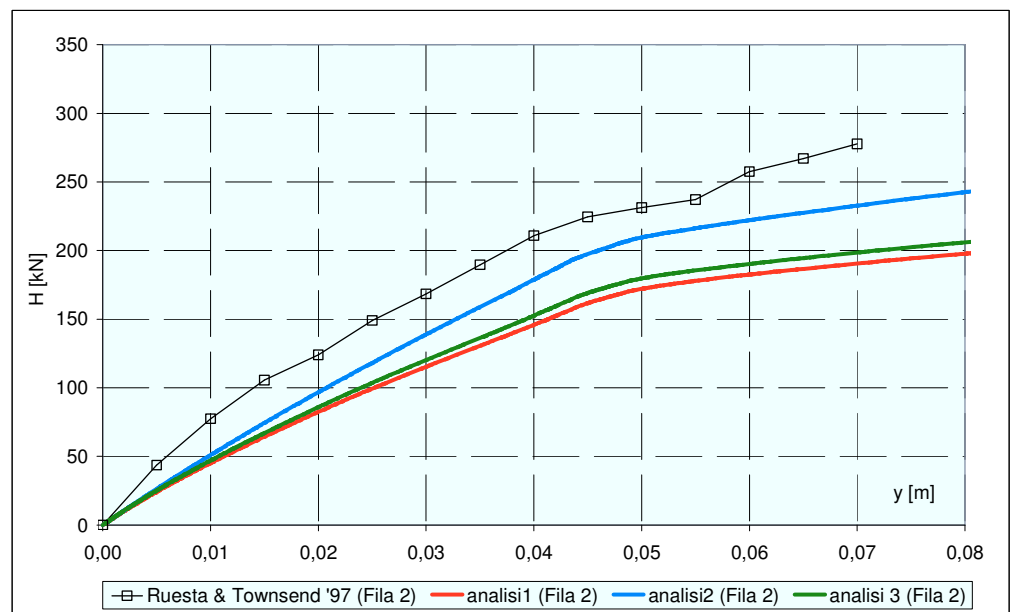


Figura 6.5. Ruesta & Townsend (1997), fila 2: curve carichi – spostamenti.

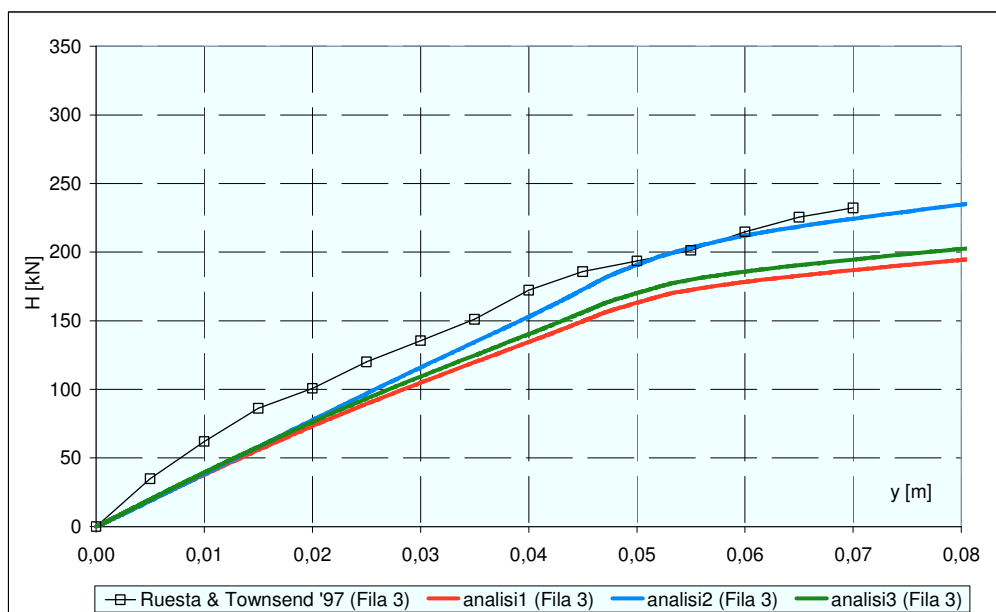


Figura 6.6. Ruesta & Townsend (1997), fila 3: curve carichi – spostamenti.

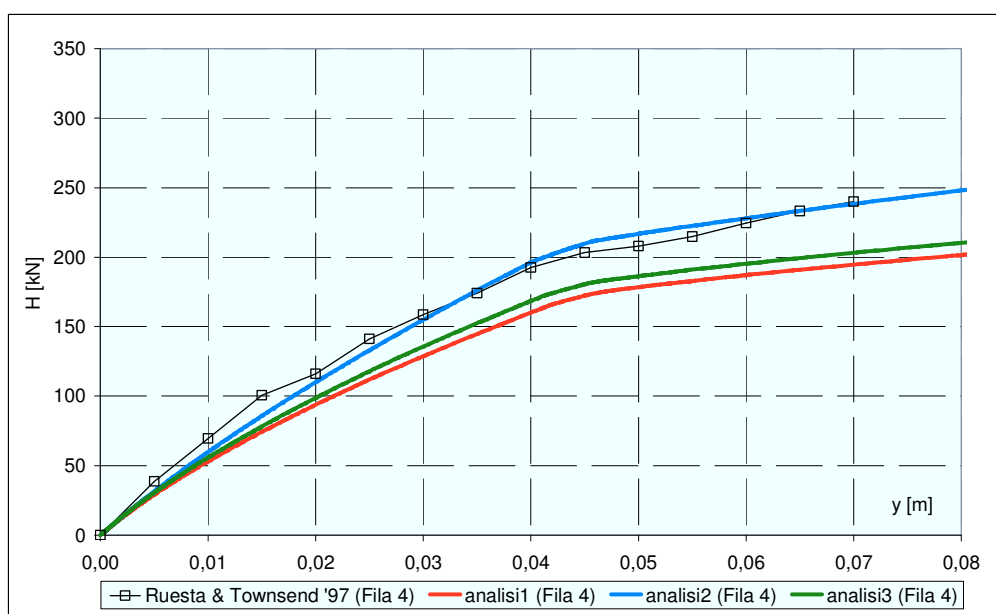


Figura 6.7. Ruesta & Townsend (1997), fila 4: curve carichi – spostamenti.

Nelle figure 6.8÷6.10 si riporta, in funzione del carico applicato al gruppo, l'andamento dei momenti flettenti massimi agenti, in media, sui pali delle quattro file; nelle figure i *punti* rappresentano i dati sperimentali. Gli autori indicano che i momenti flettenti massimi per la fila 1 sono maggiori che per le file posteriori, pur essendo lo scarto compreso in un intervallo di modesta ampiezza (del 15% in corrispondenza dello stesso livello di deformazione); i momenti flettenti massimi in corrispondenza del massimo livello di carico applicato sono dell'ordine di 1240 kNm per la fila frontale e 1100 kNm per le file posteriori. In figura 6.11 si riporta, al crescere del carico esterno applicato, lo scarto calcolato tra il massimo momento flettente sui pali della fila 1 e il minimo momento flettente sui pali della fila 4 (momento massimo medio per fila). Lo scarto calcolato è minore del 15% in ciascuna delle tre analisi condotte, l'aggiornamento delle rigidezze flessionali dei pali del gruppo in seguito al raggiungimento del momento di fessurazione conduce ad una redistribuzione dei momenti flettenti con una riduzione degli stessi sui pali appartenenti alla prima fila ed un incremento sui pali della quarta fila. Questo risultato è evidente nelle figure 6.8-6.11.

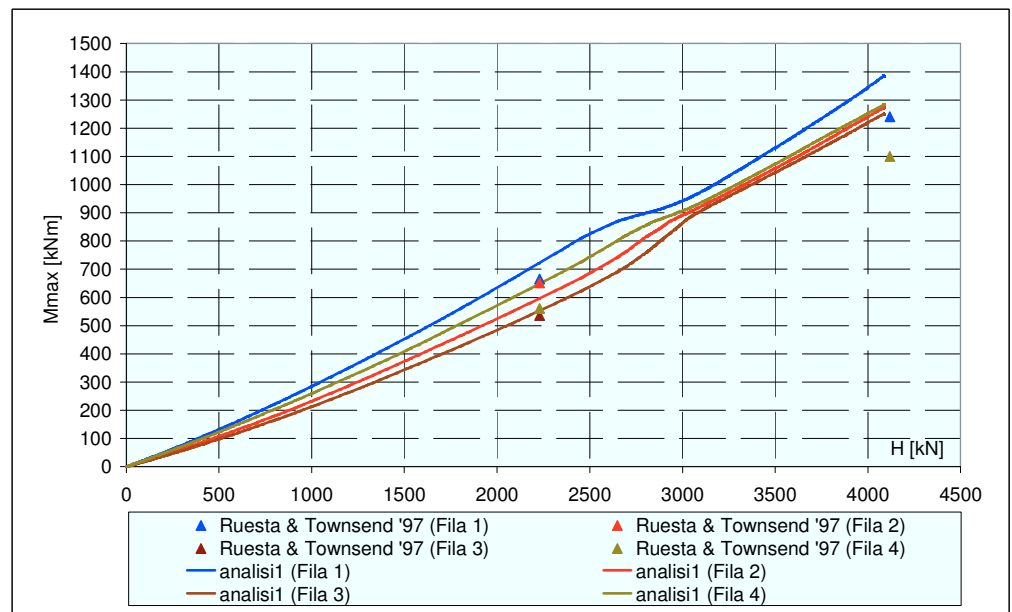


Figura 6.8. Ruesta & Townsend (1997): curve carichi – momenti massimi per file (analisi 1).

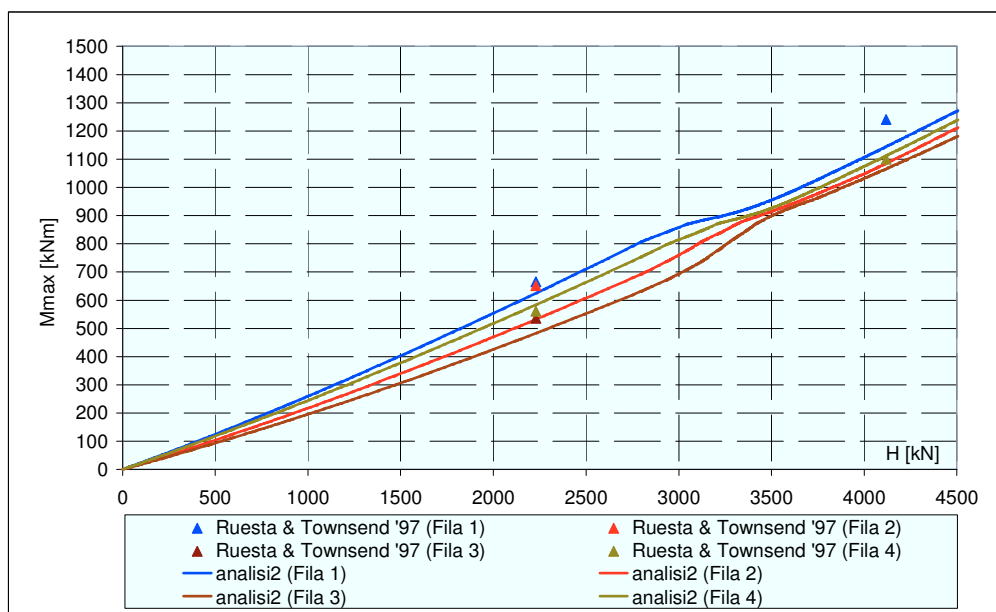


Figura 6.9. Ruesta & Townsend (1997): curve carichi – momenti massimi per file (analisi 2).

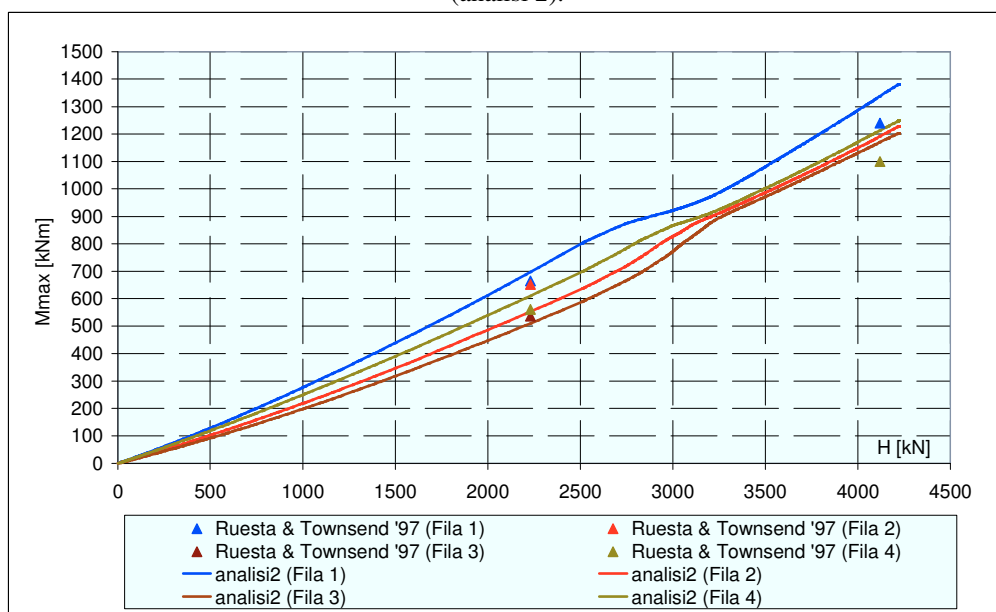


Figura 6.10. Ruesta & Townsend (1997): curve carichi – momenti massimi per file (analisi 3).

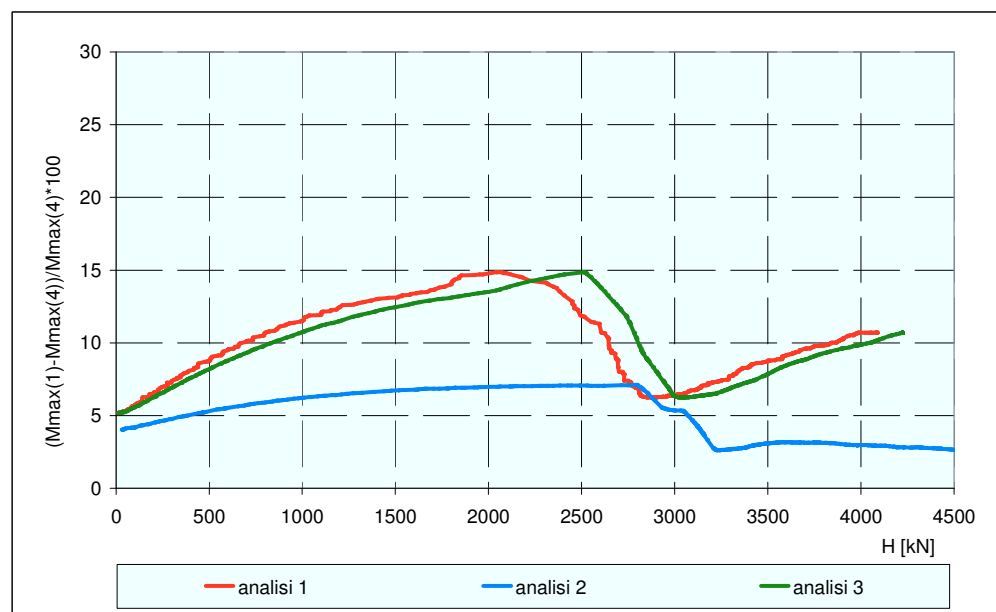


Figura 6.11. Ruesta & Townsend (1997): intervallo di variazione del massimo momento flettente al variare del livello di carico esterno

#### Pali incastrati

Il massimo carico applicato sul gruppo di pali liberi di ruotare è pari a 4100 kN circa come si deduce dalle letture delle celle di carico montate sui pali. Per contro il carico che si legge alla cella di carico montata sull'attuatore è pari a 4800 kN. Questa discrepanza può essere dovuta all'attrito che nasce sul dispositivo di carico o ad in accuratezza delle celle di carico o ad una rotazione del dispositivo di carico nel piano verticale o nel piano orizzontale (Ruesta & Townsend, 1997). Al massimo livello di carico applicato il gruppo di pali incastrati presenta uno spostamento di 13 mm. Il massimo momento flettente raggiunge i 1000 kNm nella fila 1. In figura 6.12 si riporta il confronto tra la curva carichi-spostamenti sperimentale e la previsione analitica ottenuta con le tre analisi condotte. Le analisi 1, 2, 3 sono condotte con le modalità indicate in precedenza per il gruppo di pali liberi di ruotare. In questo caso si può osservare come i risultati delle analisi siano pressoché identici in termini di curva carichi – spostamenti mentre si osservano delle differenze nella ripartizione del carico tra i pali e nel calcolo dei momenti massimi se si modella l'effetto ombra (figure 6.13 e 6.14).

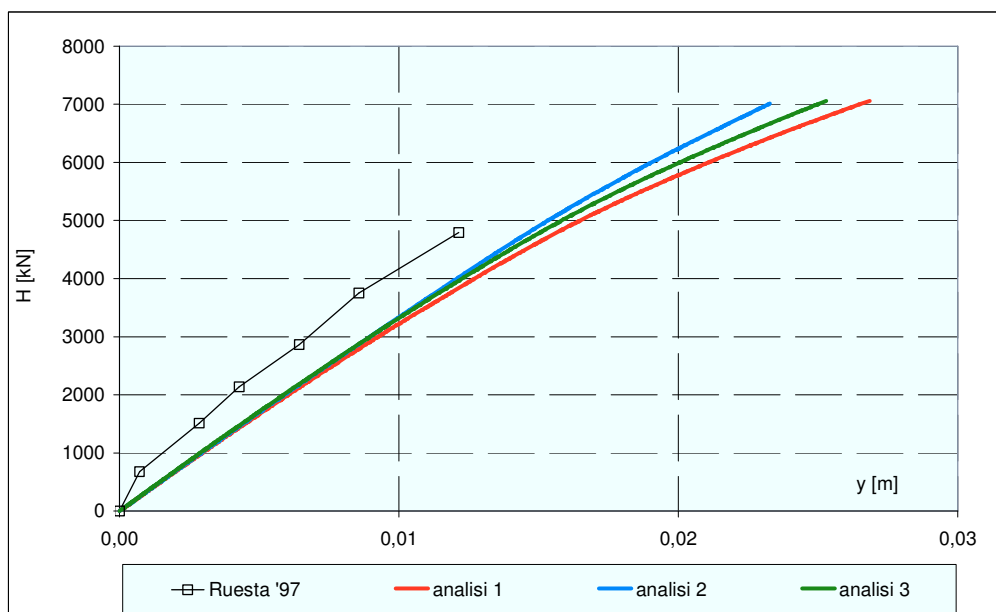


Figura 6.12. Ruesta & Townsend (1997), gruppo di pali incastrati: curva carichi – spostamenti

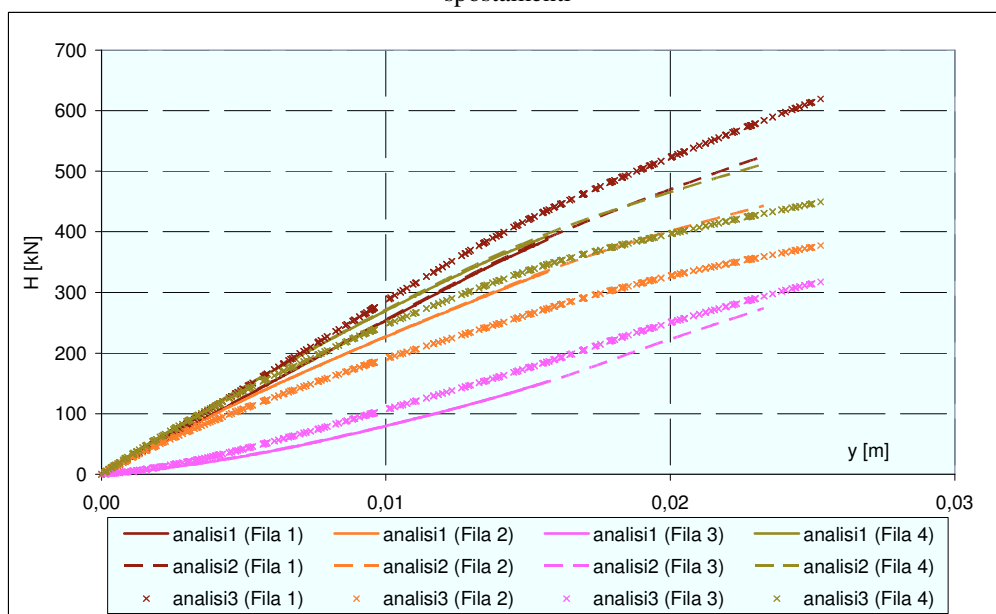


Figura 6.13. Ruesta & Townsend (1997): gruppo di pali incastrati, curve carichi – spostamenti per file.



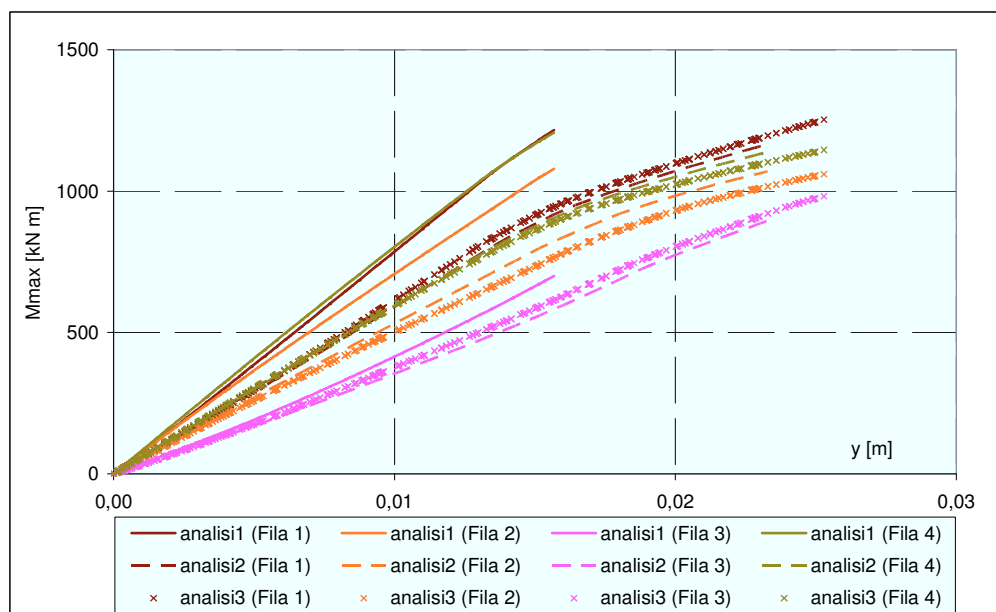


Figura 6.14. Ruesta & Townsend (1997): gruppo di pali incastrati, curve spostamenti – momenti massimi per file.

### 6.1.3 Huang et Al. (2001)

Gli autori sottopongono a prova di carico orizzontale due gruppi composti rispettivamente da 6 e 12 pali. Il gruppo di 6 pali, disposti secondo una configurazione 2x3, è costituito da pali ad asportazione di terreno (*trivellati*), di grande diametro ( $D = 1,5$  m), in calcestruzzo. Il gruppo di 12 pali, disposti secondo una configurazione 3x4, è costituito da pali a spostamento (*battuti*), tubolari, in calcestruzzo prefabbricato. L'interasse relativo, per entrambi i gruppi, è di 3 diametri. Il carico è applicato mediante un martinetto idraulico, disposto orizzontalmente tra le piastre dei due gruppi. Lo schema della prova è riportato in figura 6.15. Le piastre sono a contatto con il terreno; la loro superficie inferiore è realizzata con calcestruzzo levigato, al fine di ridurre al minimo l'attrito con il terreno. Ciò non esclude che un'aliquota del carico esterno applicato possa essere assorbita dalla piastra. Secondo quanto precisato dagli autori, il vincolo esercitato dalla struttura di collegamento in

testa ai pali ha caratteristiche che evolvono, progressivamente, da quelle di un incastro a quelle di una cerniera. Il vincolo d'incastro si mantiene pressoché perfetto lungo l'intero arco della prova per il gruppo di *pali trivellati* (2x3); evolve progressivamente verso un vincolo cerniera per il gruppo di *pali battuti* (3x4).

Le caratteristiche dei pali e del terreno, nonché i parametri d'ingresso utilizzati per realizzare l'analisi con il codice di calcolo, sono riportati nel paragrafo 5.2.1.

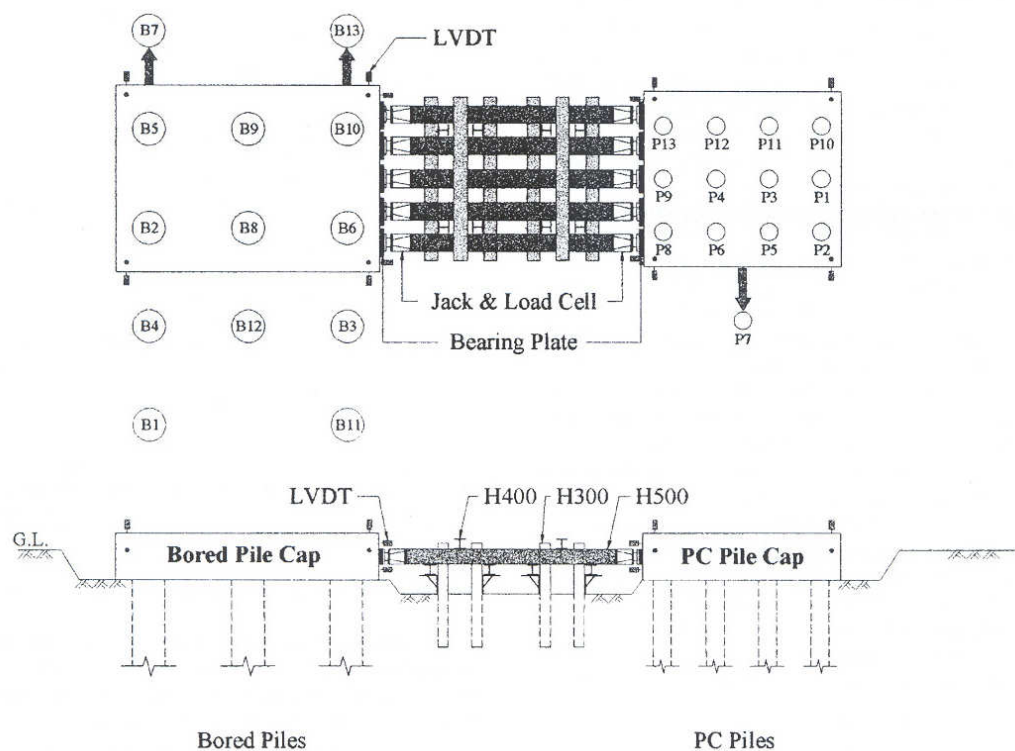


Figura 6.15. Schema di prova di due gruppi di pali (da Huang et al., 2001).

A causa della rigidità della struttura di contrasto posizionata tra i gruppi il carico laterale applicato al gruppo di pali battuti non è lo stesso del carico applicato al gruppo di pali trivellati. Tale dispositivo di contrasto assorbe una piccola aliquota del carico applicato. Secondo le letture dei trasduttori di spostamento il gruppo di pali battuti e il gruppi di pali trivellati ruotano nel

---

corso della prova; lo spostamento torsionale massimo nel piano orizzontale è di  $0.08^\circ$  in senso antiorario e di  $0.006^\circ$  in senso orario rispettivamente. La parete delle due strutture di collegamento a contatto con la struttura di contrasto si solleva nel corso della prova in modo tale che le due piastre ruotano nel piano verticale con una rotazione massima di  $0.03^\circ$  (gruppo di pali trivellati) e di  $0.06^\circ$  (gruppo di pali battuti). Per nessuno dei due gruppi di pali sono riportate le distribuzioni dei carichi tra le file né la misura dei momenti flettenti, sono riportate le curve carico –spostamento e i profili inclinometrici in corrispondenza del massimo livello di carico applicato.

#### *Pali battuti*

Sono riportati i risultati di quattro tipologie di analisi:

1. analisi 1: prevede l'adozione della *distanza di estinzione* degli effetti di interazione elastica tra pali e la non linearità di comportamento dei pali.
2. analisi 2: prevede l'adozione della *distanza di estinzione* degli effetti di interazione elastica tra pali; la modellazione dell'*effetto ombra* attraverso l'introduzione della *rottura a blocco* e la non linearità di comportamento dei pali .
3. analisi 3: prevede l'adozione della *distanza di estinzione* degli effetti di interazione elastica tra pali, la non linearità di comportamento dei pali e la non linearità di comportamento della connessione piastra-palo;
4. analisi 4: prevede l'adozione della *distanza di estinzione* degli effetti di interazione elastica tra pali; la modellazione dell'*effetto ombra* attraverso l'introduzione della *rottura a blocco*, la non linearità di comportamento dei pali e la non linearità di comportamento della connessione piastra-palo.

Le analisi per i gruppi di pali sono state condotte dagli autori con il codice di calcolo commerciale “GROUP” (Reese & Wang, 1996). Nel corso della prova gli autori non osservano cambiamenti repentini della curvatura lungo il fusto dei pali come nel caso dei pali singoli, per questo motivo essi conducono le proprie analisi considerando la rigidità flessionale dei pali indipendente dal livello di carico; per contro, le letture inclinometriche evidenziano grandi

rotazioni in corrispondenza della testa dei pali sin dai primi incrementi di carico. Per tale motivo la connessione piastra - pali è assunta essere elastica con un valore di rigidezza rotazionale aggiornato in funzione del livello di carico secondo quanto indicato in tabella 6.1.

Load, $kN$	Pile/cap connection $kN - m/rad$
2835	$4.5 \times 10^5$
5337	$2.3 \times 10^5$
5248	$2.3 \times 10^5$
7122	$1.6 \times 10^5$
8231	$4.5 \times 10^4$
9251	$3.2 \times 10^4$

Tabella 6.1. Rigidezza rotazionale della connessione piastra – palo (da Huang et Al.,2001)

Nelle figure 6.16 e 6.17 si riporta il confronto tra i risultati delle analisi e i dati sperimentali in termini di curva carichi – spostamenti. La migliore previsione si ottiene nel caso dell’analisi 4, in ottimo accordo con le misure sperimentali e con i risultati delle analisi condotte dagli autori. I risultati evidenziano la possibilità di prevedere la risposta del gruppo di pali fino al raggiungimento di spostamenti molto elevati ( $y/D=0,16$ ).

Nelle figure 6.18 e 6.19 si riporta, per le analisi 2 e 4, il confronto tra i profili di spostamento dedotti dalle misure inclinometriche e i profili di spostamento calcolati. Le misure relative a tutti i pali del gruppo individuano un fuso, delimitato in figura da un *limite superiore* ed un *limite inferiore*, all’interno del quale ricadono le curve numeriche; la previsione migliora se si considera la non linearità di comportamento del nodo. Nelle figure 6.20 e 6.21 si riporta, sempre per le analisi 2 e 4, il confronto con i profili di momento flettente calcolati dagli autori nelle proprie analisi. Sia i profili di spostamenti sia i profili dei momenti flettenti sono relativi al livello di spostamento massimo raggiunto in prova pari a  $y=125$  mm. Anche nel caso del gruppo di pali, così come per il palo singolo, è possibile dunque ottenere un’ottima previsione della risposta fino al raggiungimento di valori di spostamento molto elevati ( $y/D=0,16$ ).

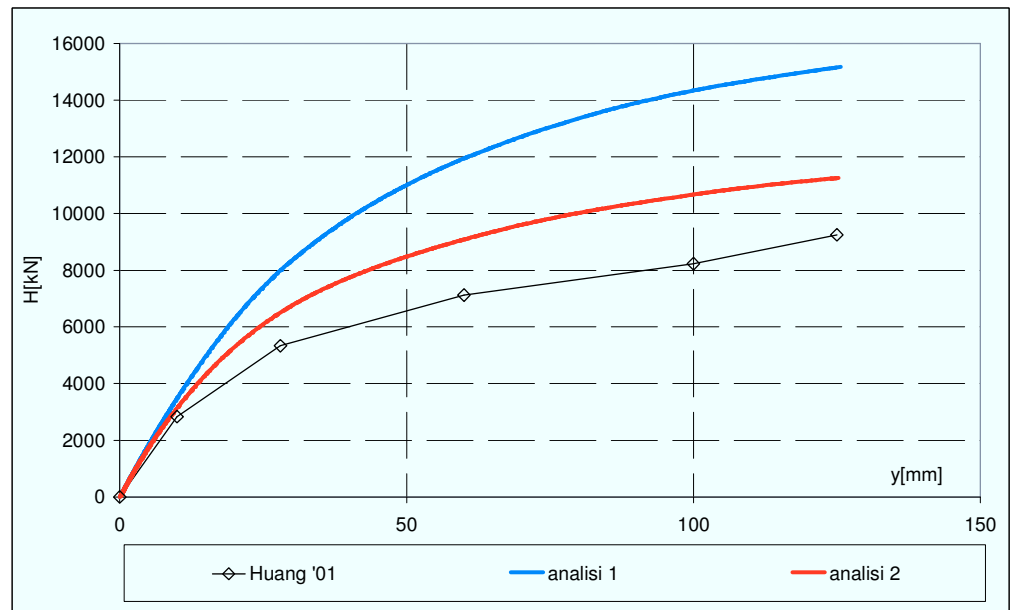


Figura 6.16. Huang et al. (2001), gruppo 3x4 (pali battuti): curve carichi – spostamenti.

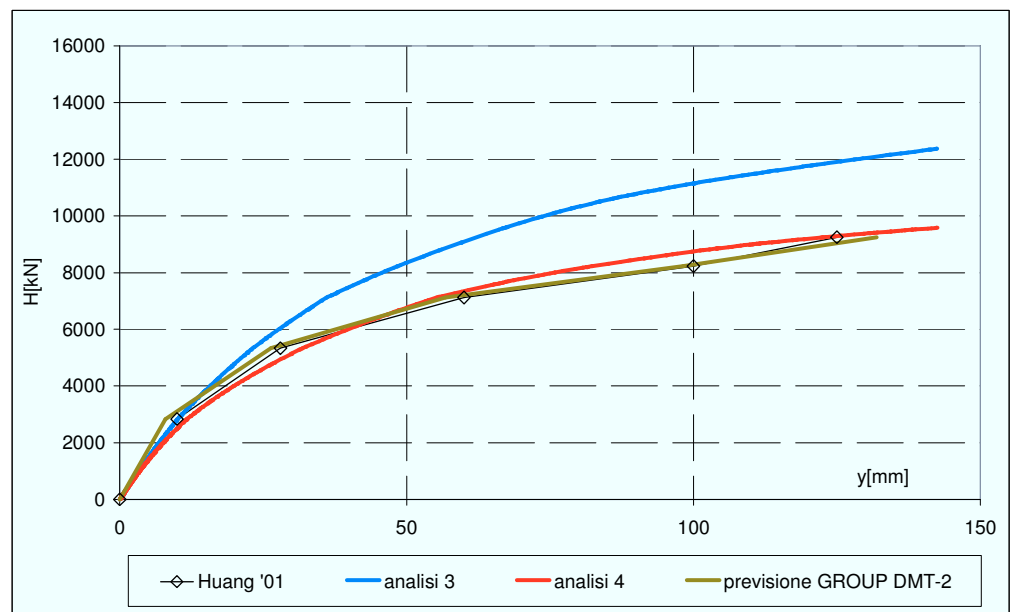


Figura 6.17. Huang et al. (2001), gruppo 3x4 (pali battuti): curve carichi – spostamenti.

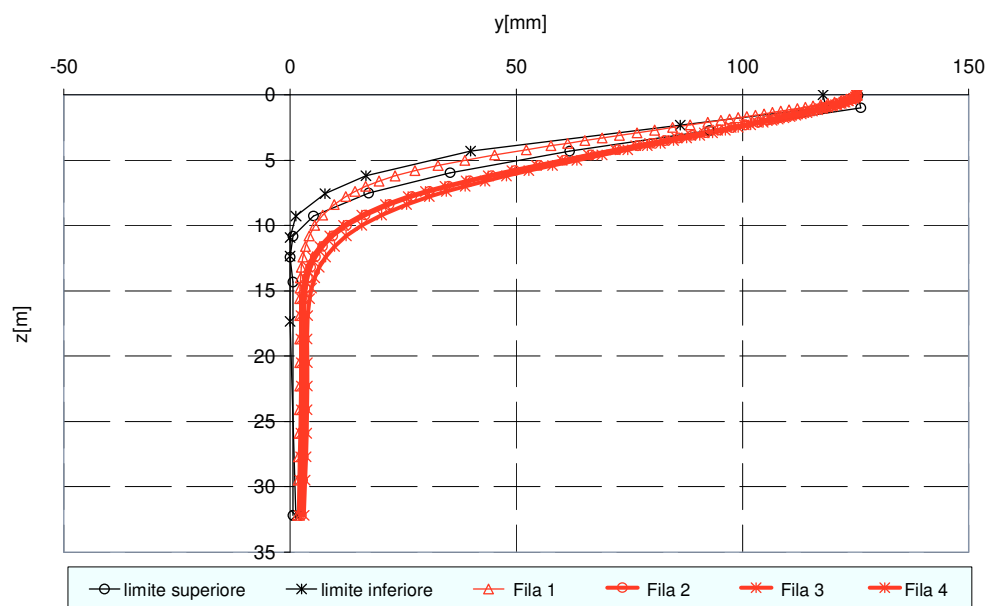


Figura 6.18. Huang et al. (2001), gruppo 3x4 (pali battuti): profili di spostamento.

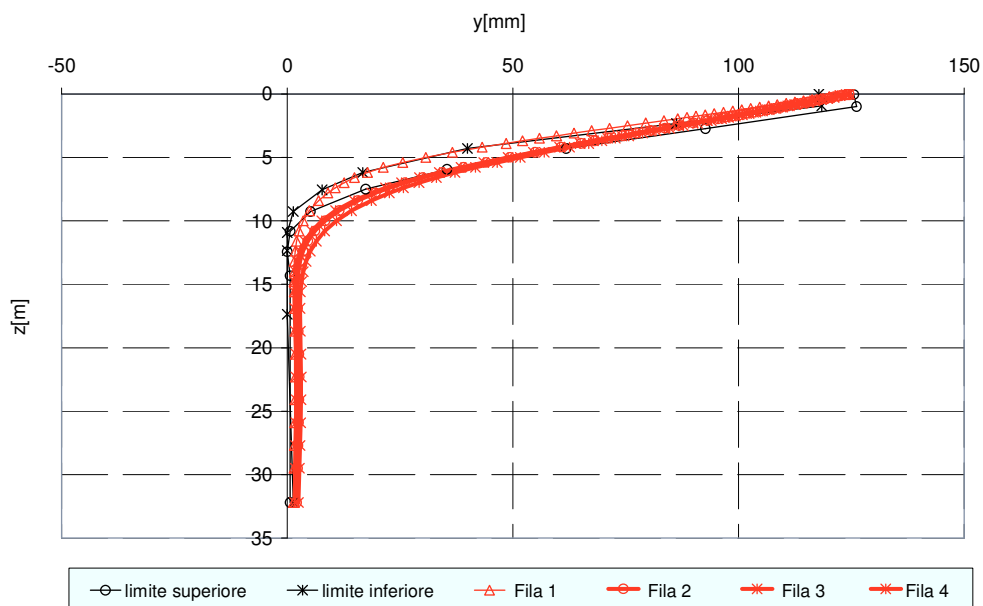


Figura 6.19. Huang et al. (2001), gruppo 3x4 (pali battuti): profili di spostamento.

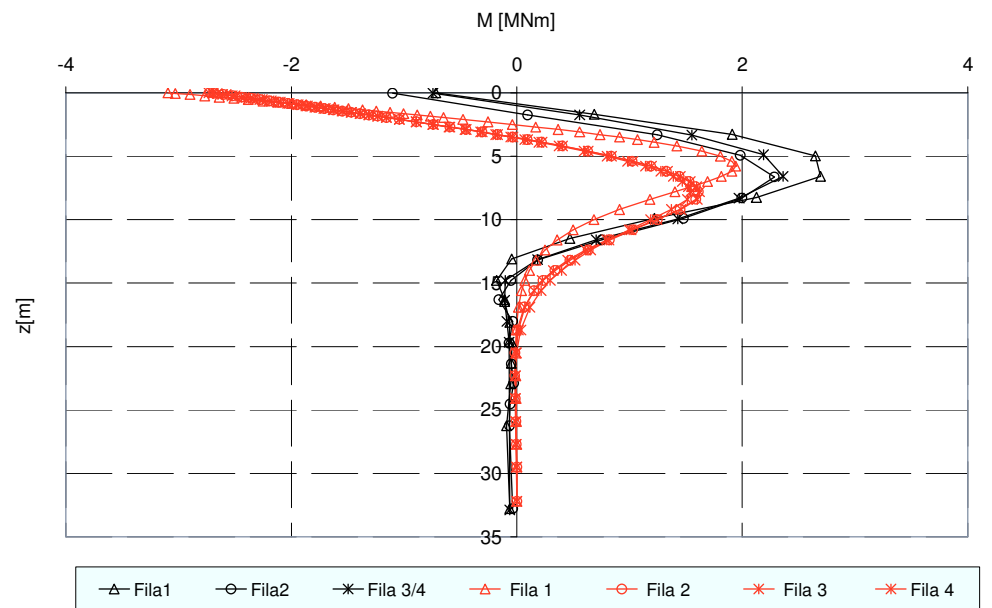


Figura 6.20. Huang et al. (2001), gruppo 3x4 (pali battuti): profili di momento flettente.

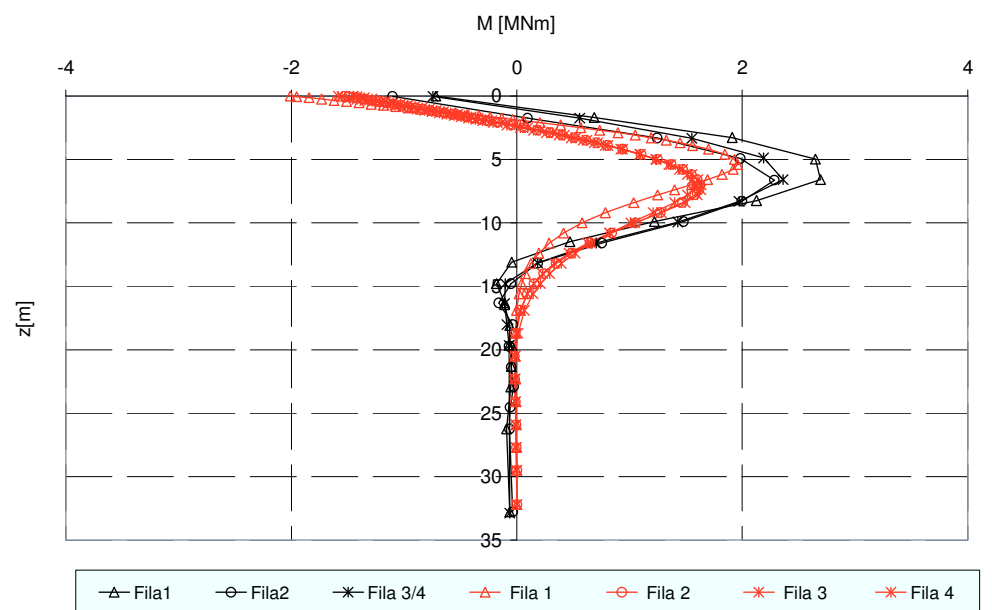


Figura 6.21. Huang et al. (2001), gruppo 3x4 (pali battuti): profili di momento flettente.

---

### Pali *trivellati*

Le analisi sono state condotte secondo le modalità indicate in precedenza per il gruppo di pali *battuti*. La connessione piastra - pali è assunta essere elastica con un valore di rigidezza rotazionale aggiornato in funzione del livello di carico secondo quanto indicato in tabella 6.2.

Load, <i>kN</i>	Pile/cap connection <i>kN – m/rad</i>
3414	Fixed
6111	Fixed
6416	Fixed
8348	Fixed
9643	$1.7 \times 10^7$
10948	$1.7 \times 10^7$

Tabella 6.2. Rigidezza rotazionale della connessione piastra - pali

A differenza di quanto accade nel caso dei pali battuti il vincolo d'incastro si mantiene pressoché perfetto lungo l'intero arco della prova.

In figura 6.22 si riportano le previsioni della curva carichi – spostamenti. Le curve analitiche non riproducono l'elevato valore di rigidezza della risposta osservato in corrispondenza dei livelli di carico più bassi ( $H < 3400$  kN). In figura 6.23 è riportato il confronto tra i profili di spostamento calcolato e i profili di spostamento misurati in corrispondenza del massimo livello di spostamento raggiunto in prova. In figura 6.24 si riporta il confronto con i profili di momento flettente calcolati dagli autori nelle proprie analisi. Complessivamente i risultati ottenuti per il gruppo di pali *trivellati* si sono rivelati meno soddisfacenti rispetto al caso dei pali *battuti*.



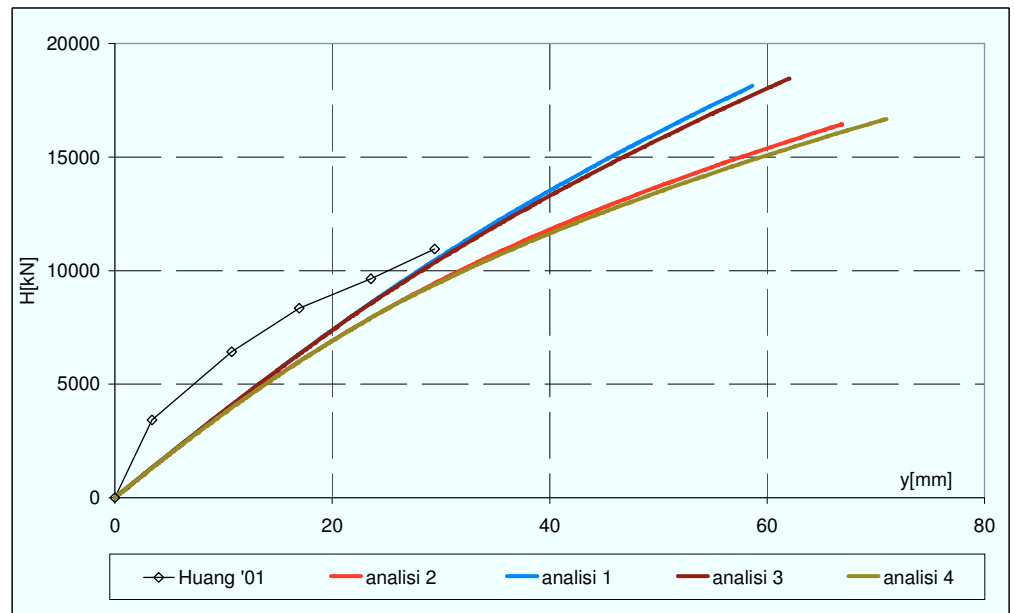


Figura 6.22. Huang et al. (2001), gruppo 2x3 (pali trivellati): curve carichi – spostamenti.

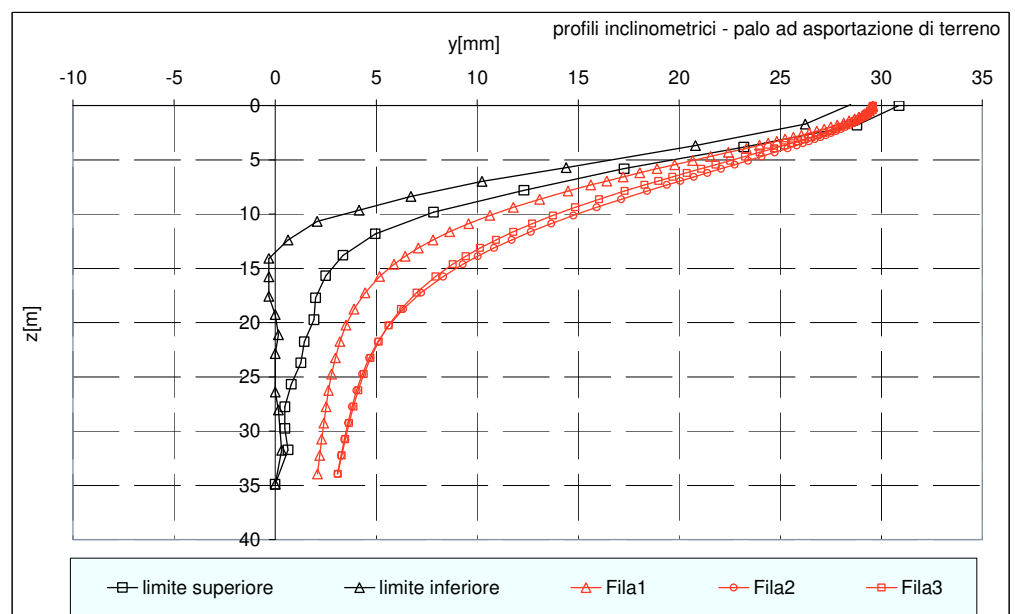


Figura 6.23. Huang et al. (2001), gruppo 2x3 (pali trivellati): profili di spostamento.

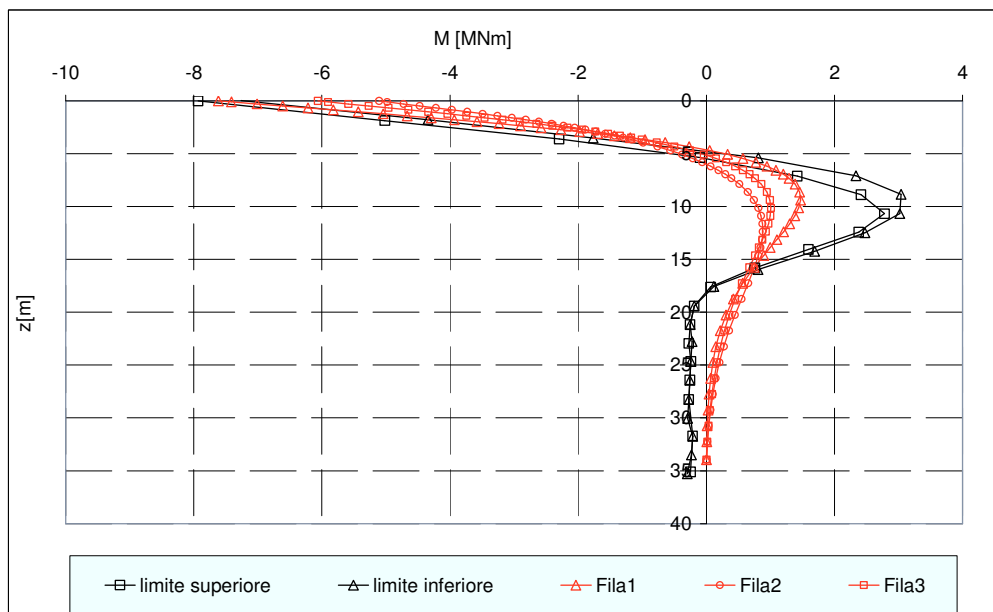


Figura 6.24. Huang et al. (2001), gruppo 2x3 (pali trivellati): profili di momento flettente.

#### 6.1.4 Ng et Al. (2001)

Gli autori sottopongono a prova di carico orizzontale tre piccoli gruppi di pali di grande diametro ( $D = 1,5$  m) realizzati mediante asportazione di terreno (pali *trivellati*). Il primo gruppo, di 2 pali, è realizzato con un interasse relativo di 6 diametri ed è denominato P2\_6D; il secondo gruppo, anch'esso di 2 pali, è realizzato con un interasse relativo di 3 diametri ed è denominato P2\_3D; il gruppo da tre pali è realizzato con un interasse di 3 diametri ed è denominato P3\_3D. La lunghezza dei pali è di 21 m per il gruppo P2\_6D, in tal caso essi penetrano in un substrato roccioso per 300 mm; nei casi dei gruppi P2\_3D e P3\_3D la lunghezza dei pali è di circa 30 m e i pali sono *sospesi*; le prove sono state realizzate infatti in tre siti differenti, solo i test P2\_3D e P3\_3D sono stati condotti nello stesso sito. La struttura di collegamento del gruppo di pali P2\_6D ha uno spessore di 2 m e dimensioni in pianta di 2,5x11,5 m; la struttura di collegamento del gruppo di pali P2\_3D ha uno spessore di 1,2 m e dimensioni in pianta di 1,8x6,9 m; la struttura di

collegamento del gruppo di pali P3\_3D ha forma in pianta di un triangolo equilatero di lato 6,3 m. Le piastre sono a contatto con il terreno ma non sono immerse.

Le prove di carico sono state realizzate nel caso del gruppo P2\_6D utilizzando un quarto gruppo di pali di contrasto mentre i gruppi P2\_3D e P3\_3D sono stati utilizzati l'uno come contrasto per l'altro. I carichi sono stati applicati con un martinetto idraulico posizionato a metà altezza di ciascuna struttura di collegamento, la distanza tra il punto di applicazione del carico e il piano campagna è di 1m per il gruppo P2\_6D e di 0,6 m per i gruppi P2\_3D e P3\_3D. Il massimo livello di carico applicato per i gruppi P2\_6D, P2\_3D e P3\_3D è di 5799 kN, 5155 kN e 5155 kN rispettivamente.

Gli spostamenti lungo il fusto di ciascuno dei pali sono stati misurati ad intervalli di 0,5 m lungo due tubi inclinometrici disposti nel piano diametrale contenente il carico esterno applicato; gli spostamenti sono misurati con trasduttori installati in corrispondenza delle piastre; non sono condotte misure di deformazione finalizzate alla misura dei momenti flettenti. Le caratteristiche dei pali e del terreno, nonché i parametri d'ingresso utilizzati per realizzare l'analisi con il codice di calcolo, sono riportati nel paragrafo 5.2.2. Si riporta in figura 6.25 lo schema di prova.

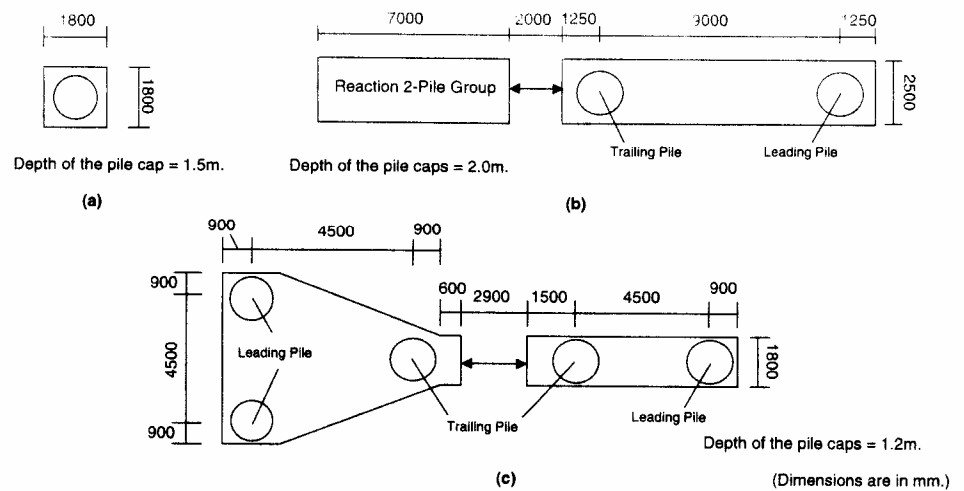


Figura 6.25. Schema di prova dei gruppi di pali (da Ng et al., 2001).

---

Nelle figure 6.27, 6.29 e 6.31 sono riportati (curve di colore nero) i profili di spostamento lungo il fusto dei pali così come desunti dagli autori in base alle misure inclinometriche.

In figura 6.27 si può osservare come il comportamento dei due pali del gruppo P2\_6D sia praticamente identico in corrispondenza di ciascuno dei livelli di carico considerati ad eccezione del livello di carico massimo applicato in prova; si può osservare anche come la struttura di collegamento riesca ad impedire la rotazione della testa dei pali solo per livelli di carico inferiori a 974 kN. In figura 6.29 si osserva come per il gruppo di pali P2\_3D il comportamento dei due pali del gruppo sia lo stesso solo per livelli di carico inferiori a 952 kN; in tal caso poi i pali si comportano come pali liberi di ruotare sin dai primi livelli di carico. In figura 6.31, relativamente al gruppo P3\_3D, sono riportati i profili inclinometrici del palo posteriore e di uno dei due pali anteriori; il palo posteriore risulta incastrato anche ad elevati livelli di carico mentre uno dei due pali anteriori si comporta come un palo libero di ruotare in testa.

Generalmente, in un gruppo di pali liberi di ruotare, a parità di spostamento, un palo appartenente ad una delle file posteriori assorbe un'aliquota di carico minore rispetto a un palo appartenente alla fila anteriore; viceversa, a parità di carico, un palo appartenente alla fila anteriore si sposta meno di un palo appartenente ad una fila successiva (*effetto ombra*: Brown 1987, 1988; Rollins 1998, 2005, 2006; Mcvay 1995, 1998). Al contrario, nel caso del gruppo P2\_3D, è interessante osservare che, a parità di carico, il palo anteriore presenta uno spostamento maggiore del palo posteriore. Questo è dovuto probabilmente al fatto che inizialmente all'aumentare del carico esterno applicato nascono dei momenti maggiori in corrispondenza dell'incastro di testa sul palo anteriore che inducono una riduzione della capacità di vincolo della piastra; tale riduzione ha due effetti contrapposti: il primo è un incremento di spostamento del palo anteriore rispetto al posteriore, il secondo è una redistribuzione del carico tra i pali poiché il palo anteriore diventa meno *rigido* dopo la formazione delle fessure al nodo (Nip, 2000). Il primo fattore si suppone in grado di dare un maggiore contributo rispetto al secondo (Ng, 2001).

Sono riportati nel seguito i risultati di quattro tipologie di analisi: tutte

---

prevedono l'adozione della *distanza di estinzione* degli effetti di interazione elastica tra pali e la non linearità di comportamento della sezione strutturale, esse sono differenti per i seguenti aspetti:

1. analisi 1: prevede una condizione di vincolo di incastro perfetto;
2. analisi 2: prevede una condizione di vincolo di incastro perfetto e la modellazione dell'effetto ombra attraverso l'introduzione della *rottura a blocco*;
3. analisi 3: considera i pali liberi di ruotare in testa;
4. analisi 4: considera i pali liberi di ruotare in testa e prevede la modellazione dell'effetto ombra attraverso l'introduzione della *rottura a blocco*.

Le analisi per i gruppi di pali sono state condotte dagli autori con il codice di calcolo commerciale "FLPIER" (Hoit, 1996). Nella loro modellazione gli autori considerano un condizione di vincolo di incastro perfetto.

In figura 6.26 sono riportate le previsioni della curva sperimentale carichi – spostamenti del gruppo di P2\_6D ottenute con le quattro analisi. Le analisi 1 e 2 producono risultati non dissimili tra loro e consentono di seguire il tratto iniziale della curva sperimentale; le analisi 3 e 4, allo stesso modo, producono risultati molto simili tra loro e consentono di prevedere solo la pendenza del secondo tratto della curva sperimentale, è evidente che sarebbe necessario condurre un'analisi che tenga conto dell'evoluzione della condizione di vincolo in testa; tuttavia, questo non è possibile per l'assenza di informazioni sulle caratteristiche del nodo. In figura 6.28 si riportano le previsioni di spostamenti ottenute nel caso del gruppo P2\_3D. Ancora una volta le analisi 1 e 2 consentono di seguire il tratto iniziale della curva sperimentale; le analisi 3 e 4 in questo caso consentono di prevedere con buona approssimazione gli spostamenti misurati per livelli di carico superiori a 4000 kN. A differenza di quanto osservato nel caso precedente la condizione di vincolo evolve più rapidamente verso quella di una cerniera. In figura 6.30 si riportano le previsioni di spostamenti ottenute nel caso del gruppo P3\_3D; anche in tal caso, come per il gruppo P2\_6D sarebbe necessario tenere conto nella modellazione delle caratteristiche evolutive del nodo.

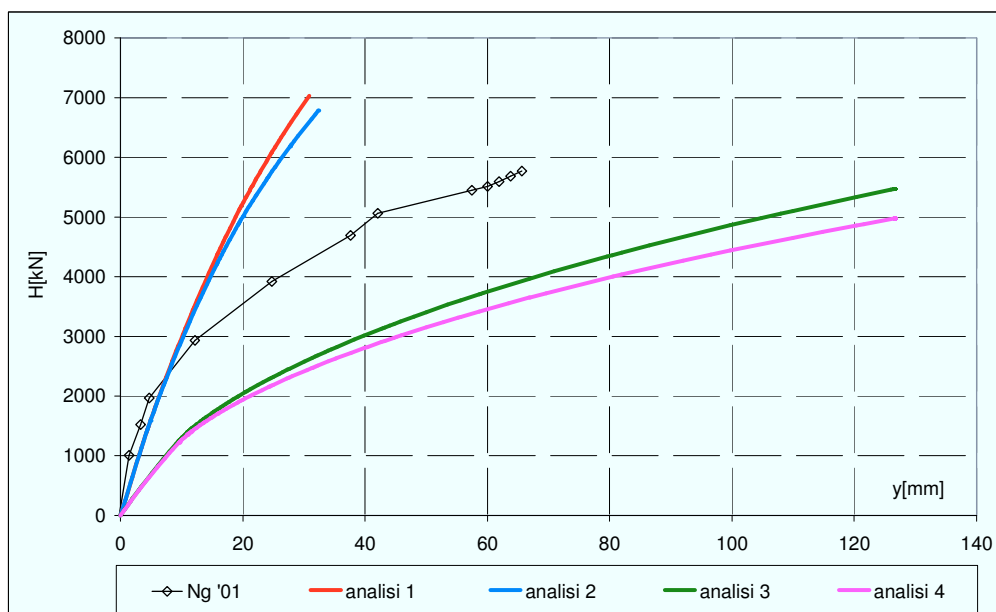


Figura 6.26. Ng et al. (2001), gruppo P2\_6D: curve carichi – spostamenti.

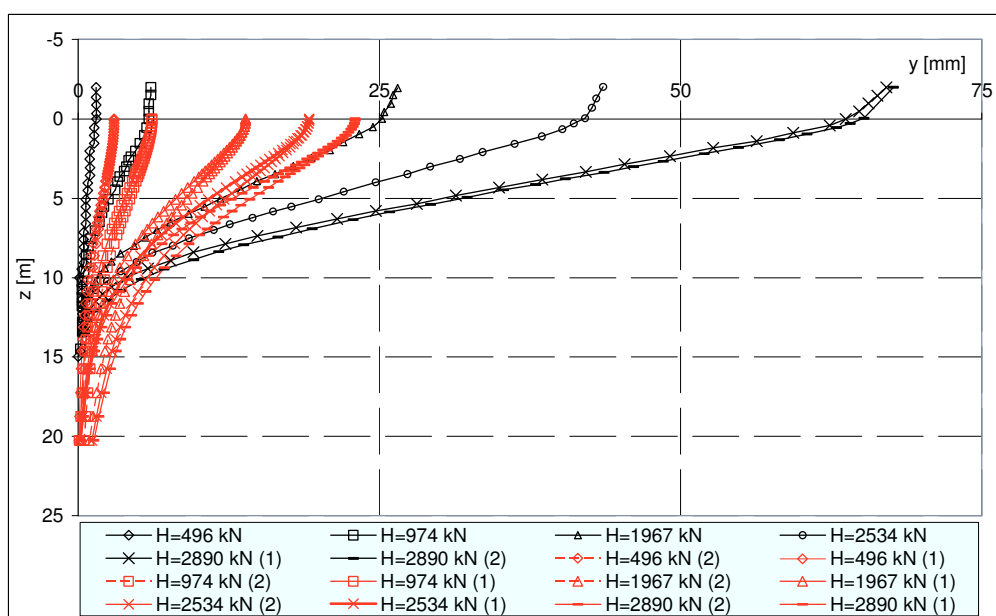


Figura 6.27. Ng et al. (2001), gruppo P2\_6D: profili inclinometrici.

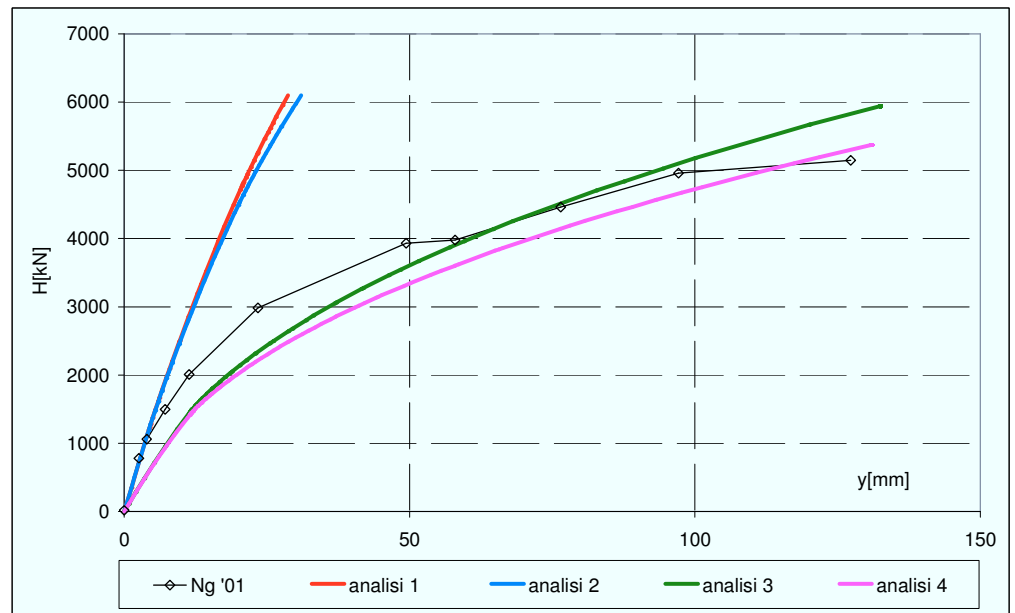


Figura 6.28. Ng et al. (2001), gruppo P2\_3D: curve carichi – spostamenti

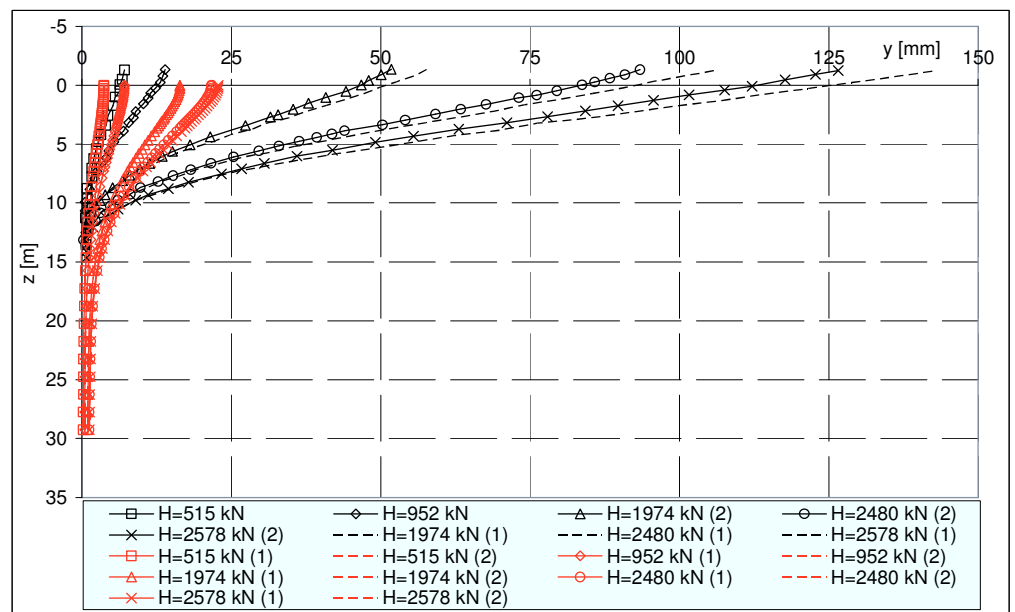


Figura 6.29. Ng et al. (2001), gruppo P2\_3D: profili inclinometrici.

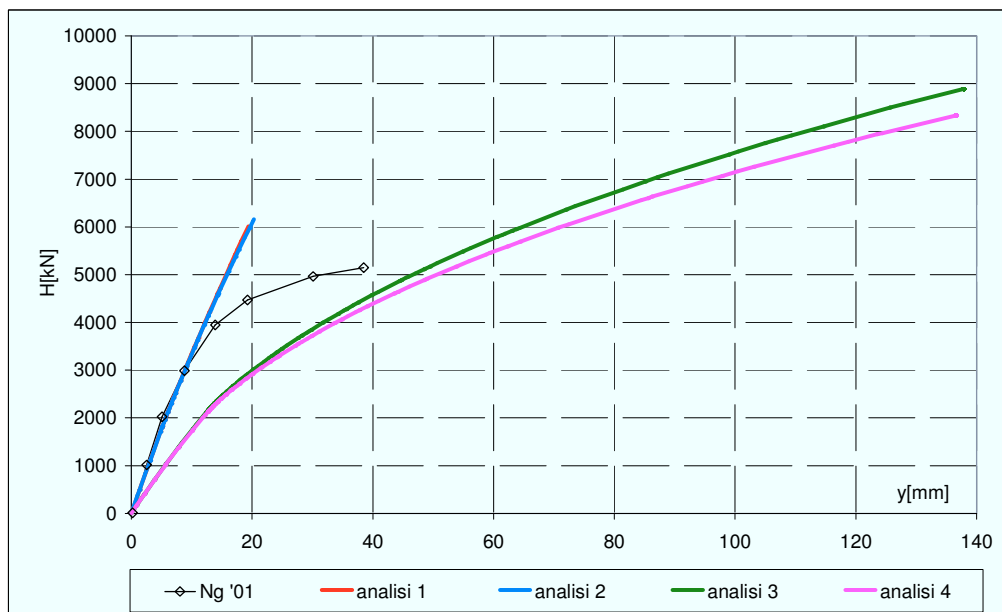


Figura 6.30. Ng et al. (2001), gruppo P3\_3D: curve carichi – spostamenti

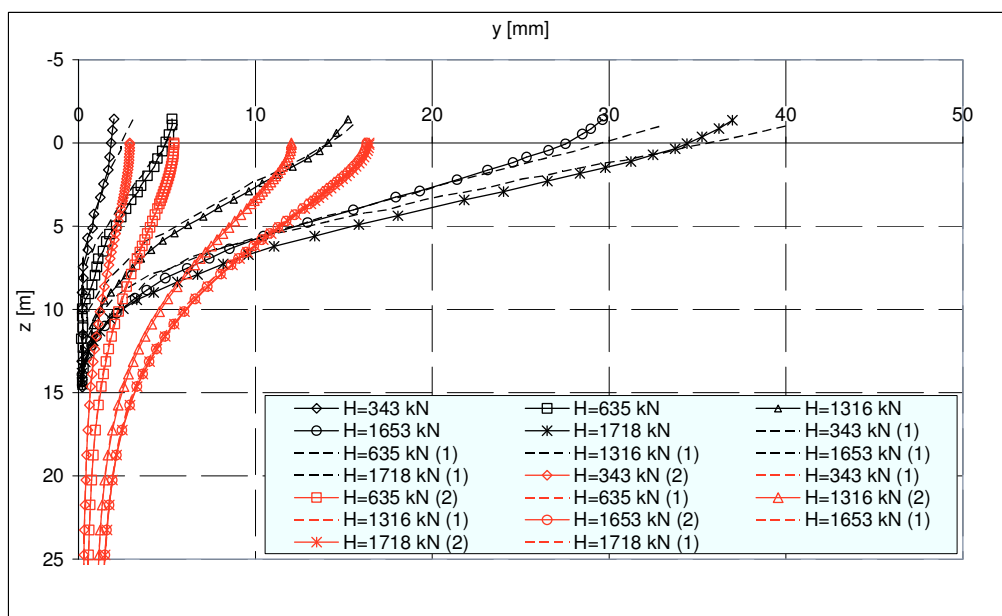


Figura 6.31. Ng et al. (2001), gruppo P3\_3D: profili inclinometrici



---

## Capitolo 7 Conclusioni

### 7.1 SOMMARIO E CONCLUSIONI

La presente Tesi di Dottorato è stata articolata in sette capitoli il cui contenuto viene riassunto nel seguito.

#### *Capitolo 1*

Il capitolo 1 è dedicato ad una breve introduzione dell'argomento oggetto di studio.

#### *Capitolo 2*

Il capitolo 2 presenta un compendio delle evidenze sperimentali relative a prove di carico condotte in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e in terreni coesivi (argille e limi) su pali in vera grandezza in calcestruzzo armato; in terreni a grana fine le prove, condotte mediante applicazione dei carichi esterni in tempi *brevi*, fanno riferimento a condizioni non drenate.

In riferimento al palo singolo si evidenzia preliminarmente quale sia l'influenza dei parametri geometrici sulla risposta del complesso palo-terreno. Si fa notare come la risposta sia condizionata essenzialmente dal diametro del palo; si evidenzia poi come giochi un ruolo importante la distanza tra il punto di applicazione del carico e il piano campagna mentre la lunghezza del palo non è un parametro significativo ai fini della determinazione della risposta

---

globale: i pali si comportano generalmente come elementi *flessibili* (o *infinitamente lunghi*), esiste un valore *critico* oltre il quale la risposta non è più condizionata dalla loro lunghezza reale. Si pone poi in particolare risalto l'effetto sulla risposta del complesso palo-terreno dei fenomeni di fessurazione delle sezioni in cemento armato in rapporto alle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione. Sempre in riferimento al palo singolo si riportano evidenze relative all'influenza sulla risposta della presenza di un carico assiale, costante, sul palo sollecitato da un carico orizzontale; tale carico dà luogo ad effetti del secondo ordine che peggiorano notevolmente la risposta del palo singolo sollecitato trasversalmente all'asse.

In seguito alla presentazione delle evidenze sperimentali relative alla risposta del complesso palo-terreno sono presentate alcune evidenze sperimentali relative al comportamento dei due elementi dell'interazione, il palo in calcestruzzo armato e il terreno, per carichi applicati in modo statico con legge di applicazione monotonicamente crescente.

Il palo è soggetto ad una variazione di stato tensionale di tipo monoassiale. Si riporta una breve panoramica sul comportamento di elementi in calcestruzzo armato sollecitati da sforzo normale centrato, flessione semplice, pressoflessione con sforzo assiale costante.

Il terreno è soggetto ad una variazione di stato tensionale tridimensionale fortemente semplificata nell'approccio in esame attraverso la sua risultante per unità di lunghezza del palo; si riportano pertanto gli andamenti di tale grandezza come dedotti nel corso di prove di carico realizzate su pali in scala reale in terreni coesivi in condizioni non drenate e in terreni incoerenti e le indicazioni di letteratura relative ai valori ultimi da essa assunti. Viene poi esaminato il fenomeno di *rottura a blocco*, che condiziona tali valori ultimi nel caso i pali siano in gruppo e disposti ad interasse ridotto.

In ultimo sono brevemente richiamati gli aspetti caratteristici della risposta dei gruppi di pali. In riferimento ad un gruppo di pali liberi di ruotare in testa i fenomeni di interazione fanno sì che i pali del gruppo siano più cedevoli rispetto al palo singolo. In tale caso, definendo l'efficienza  $\eta$  del gruppo di pali come il rapporto fra il carico medio agente su ciascun palo del gruppo ed il carico sopportato dal palo singolo, a parità di spostamento, si può affermare che l'efficienza assume sempre valori minori dell'unità. Il valore dell'efficienza decresce al crescere del carico esterno, fino al raggiungimento

---

di un valore costante. La ripartizione dei tagli in testa ai pali del gruppo è disomogenea in ragione della fila di appartenenza (*effetto ombra* o *shadowing*) e in ragione della posizione occupata nell'ambito della fila di appartenenza (effetto di bordo). In particolare, i pali più sollecitati, dunque i più rigidi, sono quelli appartenenti alla fila frontale. I pali delle file successive, invece, che spingono in un terreno *alterato* dal movimento in avanti delle file antistanti, risultano meno caricati. Per l'effetto di bordo, meno significativo dell'effetto ombra, i pali disposti in posizione periferica risultano più caricati di quelli posti in posizione centrale. Per quanto riguarda i momenti flettenti, l'effetto ombra e la conseguente disuguale distribuzione dei carichi fanno sì che i momenti agenti sui pali della fila frontale siano più elevati di quelli relativi alle altre file. Tuttavia, se i momenti vengono normalizzati rispetto al taglio agente in testa, i pali proporzionalmente più sollecitati risultano quelli delle file successive alla prima. Anche la profondità della sezione di momento massimo, per pali liberi di ruotare in testa, è maggiore per i pali delle file successive alla prima. Confrontando le sollecitazioni dei pali del gruppo con quelle cui è sottoposto il palo singolo, a parità di carico, si constata come i primi presentino valori di momento maggiori.

In ultimo sono riportati alcuni risultati relativi al comportamento di gruppi di pali incastrati in vera grandezza. In base ai risultati, rinvenuti in letteratura, di prove di carico condotte su gruppi di pali in calcestruzzo armato e in calcestruzzo precompresso, si mostra come l'efficienza sia condizionata dalla progressiva evoluzione del vincolo imposto dalla struttura di collegamento.

### *Capitolo 3*

Il capitolo 3 è dedicato alla presentazione del codice di calcolo STHOP (*STatic analysis of HOriizontally loaded Piles*) messo a punto nella presente Tesi di Dottorato.

Nella parte iniziale del capitolo vengono introdotti, tra i modelli dedicati all'analisi del comportamento di pali soggetti ad azioni orizzontali, i modelli del continuo elastico risolti con il *metodo agli elementi di contorno* (BEM: *Boundary Element Method*). In particolare, vengono descritte nel dettaglio le ipotesi di modellazione alla base dello sviluppo del codice di calcolo NAPHOL (*Non-linear Analysis of Piles under HOriizontal Load*; Landi,

---

2005) che ha rappresentato il punto di partenza nella realizzazione del codice di calcolo messo a punto con la presente Tesi di Dottorato.

Nella seconda parte del capitolo vengono descritte le ipotesi di modellazione alla base dello sviluppo del codice di calcolo STHOP.

Nella modellazione si trascura l'interazione con il terreno della struttura di collegamento; essa non fornisce alcun contributo nell'assorbire i carichi esterni applicati al gruppo di pali. La rigidezza della struttura di collegamento, caricata nel proprio piano, è ritenuta *infinita* rispetto alla rigidezza flessionale e tagliante dei pali. La condizione di vincolo imposta alla testa dei pali può variare in funzione del livello di carico: essa non è necessariamente una tra le due condizioni *estreme* di rotazione libera o impedita.

L'applicazione del carico orizzontale sul gruppo di pali induce la nascita di tensioni normali sulla superficie di interfaccia palo-terreno (fondazione *liscia*); le caratteristiche della sollecitazione interna lungo il fusto dei pali sono date dal taglio e dal momento flettente, mentre sono assunte trascurabili le variazioni di sforzo assiale.

Il programma consente di condurre un'analisi non lineare di tipo incrementale. Esso è basato sull'adozione del modello di continuo elastico per il terreno; la procedura numerica risolutiva è agli elementi di contorno. I modelli del continuo elastico caratterizzano il terreno come un semispazio elastico, le cui proprietà meccaniche sono definite dalle grandezze  $E_s$  (modulo di Young) e  $\nu$  (coefficiente di Poisson). Lo studio della risposta del gruppo di pali, condotto con un metodo agli elementi di contorno *integrale*, prevede che la superficie di interfaccia tra ciascun palo e il semispazio elastico sia suddivisa in un numero di elementi (*conci*) ritenuto opportuno a descrivere il problema con una accettabile approssimazione; imponendo la congruenza degli spostamenti dei *conci* dei pali con gli spostamenti del terreno, nel rispetto delle condizioni al contorno, si ottiene il sistema di equazioni risolutivo. Il palo viene modellato come una trave elastica semplicemente inflessa le cui proprietà meccaniche sono definite dalla grandezza  $E_p I_p$  (rigidezza flessionale). Per valutare gli spostamenti del terreno è necessario disporre di una funzione di Green, la cui validità è definita all'interno del dominio considerato. La funzione sovente utilizzata nello studio dei problemi di interazione palo – terreno è l'equazione di Mindlin (1936). L'integrazione

---

dell'equazione di Mindlin (1936) consente di ottenere una matrice di flessibilità del terreno pienamente popolata; in tal modo il carico agente sul generico elemento dell' $i$  – esimo palo produce un effetto sul generico elemento del palo  $j$  – esimo, rendendo riproducibile analiticamente la (reale) continuità del terreno.

Al fine di modellare i fenomeni di scorrimento relativo all'interfaccia palo – terreno viene introdotto un profilo limite  $p_u$  per le pressioni di interazione. Le condizioni elastiche del sistema permangono tali fintantoché lo stato di sollecitazione indotto in corrispondenza di ogni *concio*, non superi un valore di soglia  $p_u$ . Raggiunto tale valore, in corrispondenza di uno qualsiasi di essi, si ammette che in quel punto possa indursi uno scorrimento relativo rimuovendo l'ipotesi di congruenza degli spostamenti. Dal punto di vista matematico, questa ipotesi comporta l'eliminazione, dal sistema globale, dell'equazione di congruenza corrispondente al concio *plasticizzato* e la reazione del terreno è ritenuta nota e non più variabile, pari a  $p_u$ . I successivi incrementi dei carichi esterni agenti sul palo sono assorbiti solamente dai *conci* che permangono in condizioni di elasticità; tali incrementi continuano ad essere valutati secondo la teoria dell'elasticità. Tale procedura viene reiterata, e la progressiva *plasticizzazione* dei concii consente di modellare la non linearità di comportamento del terreno. Questo procedimento non comporta errori notevoli finché gli elementi che hanno subito scorrimento non sono molti (Poulos & Davis, 1980).

Gli incrementi dei carichi esterni, assorbiti dai *conci* che permangono in condizioni di elasticità, sono valutati in riferimento ad un modello elastico le cui proprietà meccaniche ( $E_s$ ,  $\nu$ ,  $E_p I_p$ ) sono dipendenti dal livello di carico in quanto si considera la possibilità che la rigidezza flessionale  $E_p I_p$  dei pali, variabile lungo l'asse, possa diminuire all'aumentare dei carichi esterni agenti. A tal fine ad ognuno dei *conci* del palo viene assegnata una funzione momento – curvatura - sforzo normale  $M-\Psi-N$  che ne definisca il comportamento nei riguardi delle deformazioni flessionali. La funzione  $M-\Psi-N$  può essere specificata per punti in dipendenza del tipo di sezione (sezioni miste acciaio calcestruzzo e sezioni in calcestruzzo armato precompresso oltre che sezioni in calcestruzzo armato). Allo stato attuale il programma di calcolo definisce autonomamente la funzione momento-curvatura solo per *conci* in calcestruzzo armato. Viene contemplata la possibilità di considerare un

---

condizione di vincolo variabile da quella di un incastro a quella di una cerniera all'aumentare dei carichi esterni agenti sul gruppo. Tale obiettivo viene perseguito modellando il comportamento del vincolo (*nodo*) attraverso l'introduzione di una funzione momento-rotazione  $M_k-\Theta_k$ .

L'aggiornamento del profilo di rigidezza flessionale lungo il fusto di un palo o della rigidezza rotazionale di un *nodo* comporta, come per la *plasticizzazione* dei *conci* di terreno, l'aggiornamento, al passo incrementale di calcolo, della matrice complessiva nel sistema di equazioni globale.

Nel caso del palo singolo libero di ruotare in testa soggetto ad un carico assiale costante, oltre che ad un carico orizzontale, l'analisi non lineare di tipo incrementale descritta può essere condotta introducendo una procedura iterativa di risoluzione del passo incrementale di calcolo al fine di portare in conto gli effetti del secondo ordine causati dalla presenza del carico assiale.

Nella terza parte, infine, vengono esposte nel dettaglio le ipotesi di modellazione alla base della definizione della funzione momento – curvatura per *conci* in calcestruzzo armato. La procedura utilizzata per definire la funzione momento curvatura della sezione è tratta da Priestley et Al.(1996); per il calcestruzzo del nucleo confinato viene adottato il modello costitutivo di Mander et Al. (1988) che consente di portare in conto l'effetto di confinamento espletato dall'armatura trasversale; per l'acciaio viene adottato il legame costitutivo suggerito da Priestley et Al.(1996) che tiene conto dei fenomeni di incrudimento che si verificano in seguito allo snervamento. La definizione della funzione momento curvatura per i *conci* del palo, di lunghezza finita, tiene conto del fenomeno del *tension stiffening* (Beeby, 1968).

#### Capitolo 4

Nel capitolo 4 sono riportati i risultati delle analisi parametriche condotte con il codice di calcolo STHOP. Le analisi sono rivolte allo studio della risposta del palo singolo.

Nella prima parte del capitolo sono presentati i risultati delle analisi parametriche realizzate da differenti autori con i modelli di continuo elastico al fine di evidenziare l'influenza dei diversi parametri del sistema palo – terreno sulla risposta. In un'analisi elastica, il parametro di maggiore rilievo è

---

costituito dalla rigidezza relativa  $K$ , definita come rapporto tra il modulo di elasticità del palo  $E_p$  e quello del terreno  $E_s$ . La snellezza del palo  $L/D$  condiziona i risultati soltanto se risulta minore di una *snellezza critica* funzione della rigidezza relativa  $K$ . In un'analisi non lineare di tipo incrementale, in cui siano modellati i fenomeni di scorrimento relativo sulla superficie di interfaccia palo-terreno attraverso l'introduzione di un profilo di pressione limite, si osservano forti incrementi di spostamenti e rotazioni in testa al palo e dei valori di sollecitazione flettente; tali incrementi sono quantificati attraverso l'introduzione di *fattori di incremento* definiti come rapporto tra grandezza ottenuta nella analisi *elasto – plastica* e quella ottenuta nell'analisi elastica, a parità degli altri parametri geometrici e meccanici (Poulos, 1973a; Davies & Budhu, 1986; Budhu & Davies, 1987, 1988). I *fattori di incremento* assumono importanza maggiore all'aumentare del livello di carico, essi sono inoltre maggiori al diminuire della rigidezza relativa  $K$ . Notevole importanza riveste la definizione del profilo di resistenza del terreno in corrispondenza dei primi metri di profondità.

Nella seconda parte del capitolo sono riportati i risultati delle analisi parametriche lineari e non lineari condotte con il codice di calcolo STHOP.

Le analisi non lineari contemplano tre differenti modalità di esecuzione. In un primo gruppo vengono modellati i fenomeni di scorrimento relativo che avvengono all'interfaccia palo - terreno attraverso l'introduzione di un profilo di pressione limite  $p_u$ ; l'analisi non lineare di tipo incrementale viene condotta in tal caso in riferimento ad un modello di analisi elastico le cui proprietà meccaniche ( $E_s$ ,  $\nu$ ,  $E_p I_p$ ) sono indipendenti dal livello dei carichi esterni agenti. Il parametro di rigidezza relativa  $K=E_p/E_s$ , di conseguenza, è anch'esso indipendente dal livello di carico. In un secondo gruppo, ancora una volta, vengono modellati i fenomeni di scorrimento relativo all'interfaccia palo - terreno attraverso l'introduzione di un profilo di pressione limite  $p_u$ ; al contempo, si consente alla rigidezza flessionale del palo di diminuire all'aumentare dei carichi esterni agenti. Il parametro di rigidezza relativa  $K=E_p/E_s$ , di conseguenza, diminuisce all'aumentare del livello di carico. Nelle analisi si fa esplicito riferimento a pali di fondazione in calcestruzzo armato. La funzione momento - curvatura – sforzo normale, bilineare, che definisce il comportamento dei *conci* del palo nei riguardi delle deformazioni

---

flessionali, viene calcolata adottando le ipotesi di modellazione descritte nel capitolo 3. Nel terzo ed ultimo gruppo di analisi sono riportati i risultati di analisi non lineari condotte adottando le stesse ipotesi di modellazione alla base delle analisi appartenenti al secondo gruppo; in tal caso però sono modellati, in aggiunta, gli effetti del secondo ordine dovuti alla presenza di un carico assiale costante agente in testa.

Come funzioni decrescenti della rigidezza relativa  $K$  i *fattori di incremento* risentono della diminuzione di rigidezza relativa in funzione del livello di carico evidenziando una maggiore dipendenza dal livello di carico stesso. Per pali di fondazione in calcestruzzo armato i *fattori di incremento* sono stati espressi in funzione della percentuale geometrica d'armatura e del livello di sforzo normale: in conseguenza della concentrazione delle deformazioni in un piccolo tratto di palo i fattori che condizionano il rapporto tra la rigidezza flessionale del *concio* fessurato e la rigidezza flessionale del *concio* integro condizionano anche la risposta globale del complesso palo - terreno. La risposta del complesso palo terreno è più sensibile alla variazione di rigidezza flessionale se il profilo di pressione limite assume valori minori o la rigidezza relativa iniziale assume valori maggiori: in tali casi le differenze rispetto ai *fattori di incremento* calcolati con una analisi in cui  $K$  si mantiene costante sono maggiori.

I risultati ottenuti con le analisi non lineari che considerano gli effetti del secondo ordine dovuti alla presenza dello sforzo normale evidenziano che quest'ultimo produce un effetto non benefico sin dai primi incrementi di spostamento. Tale effetto è funzione del livello di sforzo normale e del tipo di terreno e assume carattere di particolare rilevanza nel caso di pali di grande diametro.

## Capitolo 5

Il capitolo 5 è dedicato alla validazione del codice di calcolo STHOP. Le soluzioni ottenibili con le analisi sono state confrontate con i risultati sperimentali osservati nel corso di prove di carico realizzate sul palo singolo libero di ruotare in testa in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) ed in terreni coesivi (argille e limi) in condizioni di breve termine (non drenate). I risultati sperimentali fanno riferimento a prove di carico ben documentate rinvenute in letteratura. Il capitolo si può ritenere suddiviso in due parti.



---

La prima parte è dedicata alle analisi sul palo singolo libero di ruotare in testa in terreni incoerenti. In tal caso le analisi hanno avuto lo scopo di validare il modello di calcolo messo a punto per la previsione del comportamento di pali in calcestruzzo armato, esse sono state condotte non come analisi *a ritroso* ma come analisi *dirette* utilizzando i suggerimenti di Landi (2005) nella scelta dei parametri di resistenza e deformabilità del semispazio. I risultati ottenuti hanno evidenziato la possibilità di prevedere in modo soddisfacente gli aspetti maggiormente rappresentativi della risposta del palo singolo libero di ruotare in testa. Sono state ottenute, in particolare, ottime previsioni di spostamento in testa, rotazione in testa e momento flettente massimo in funzione del livello di spostamento; la previsione del momento flettente massimo in funzione del carico applicato in testa è, invece, indipendente dalla rigidezza relativa palo – terreno, una sua buona previsione dipende dalla definizione del profilo di pressione limite. In tutti i casi è stato possibile seguire gli andamenti sperimentali fino al raggiungimento di spostamenti molto elevati ( $y/D=0,1\div0,4$ ) corrispondenti a condizioni prossime alla rottura del complesso palo-terreno.

Le analisi sono state condotte considerando due distinti andamenti per il profilo di pressione limite del terreno: un primo suggerito da Barton (1982) e un secondo ottenuto dal primo modificandolo per tenere conto delle indicazioni di Fleming et Al.(1985). I valori del modulo di elasticità del terreno sono stati scelti, nei due casi, mediante le correlazioni suggerite da Landi (2005). Adottare un profilo di pressione limite non lineare con la profondità del tipo alla Fleming et Al.(1985), al fine di considerare che in prossimità della superficie la resistenza limite del terreno è circa pari alla spinta passiva che si espleta su una struttura di sostegno, non è sempre necessario. Questo effetto, è contenuto in un'area molto prossima alla superficie (Randolph, 2003) e condiziona il calcolo dei momenti flettenti massimi solo in corrispondenza di bassi livelli di carico. L'errore medio commesso nella previsione degli spostamenti e dei momenti flettenti massimi è risultato compreso in una fascia di variabilità del  $\pm 20\%$ .

La seconda parte del capitolo, una volta validato il modello, è stata dedicata alle analisi effettuate su palo singolo libero di ruotare in testa in terreni coesivi. In tal caso le analisi sono state condotte come analisi *a ritroso* con la finalità di definire profili di pressione limite che consentano di ottenere le

---

migliori previsioni dei momenti flettenti massimi e correlazioni per il modulo di elasticità analoghe a quelle utilizzate nel caso di terreni incoerenti. Le analisi a ritroso condotte hanno avuto il fine di determinare un modulo di elasticità  $E_s$  tangente iniziale da utilizzare in analisi non lineari. La non linearità della risposta del complesso palo-terreno viene riprodotta portando in conto da un lato la non linearità di comportamento del terreno attraverso l'introduzione di un profilo di pressione limite e dall'altro la progressiva riduzione di rigidità flessionale del palo all'aumentare delle sollecitazioni attraverso l'introduzione di una funzione momento-curvatura.

In un'analisi "*elasto – plastica*" le soluzioni ottenute in termini di curva carico - momento massimo dipendono essenzialmente dal profilo di pressione limite adottato; al contrario, la rigidità relativa palo-semispazio influisce, su di essa, in forma limitata e solamente nei primi intervalli di carico (Landi, 2005). Queste considerazioni consentono, nei casi in cui è disponibile la misura dei momenti flettenti massimi lungo il fusto del palo, di condurre la calibrazione dei parametri di resistenza e deformabilità del terreno in maniera *disaccoppiata*:

- 3) in primo luogo, in base al confronto tra l'andamento della curva carichi – momenti flettenti massimi sperimentale con quella di calcolo, si definisce il profilo di pressione limite;
- 4) successivamente la calibrazione dei valori del modulo di elasticità del terreno viene condotta al fine di ottenere la migliore sovrapposizione possibile tra la curva sperimentale carichi – spostamenti e quella di calcolo.

In tale procedura  $E_s$  rappresenta un *parametro di libertà* del modello, per il quale, a valle delle analisi, è possibile definire delle proposte di correlazione con i parametri del terreno più significativi. Il modulo di Young è stato assunto costante con la profondità.

Le analisi hanno fornito dei risultati complessivamente meno soddisfacenti rispetto al caso dei terreni incoerenti. In primo luogo è emersa la necessità di definire profili di resistenza differenti in ragione del diametro del palo e della sua tecnologia di realizzazione. È stato comunque possibile, ricorrendo a tale espediente, definire una proposta di correlazione tra il modulo di elasticità longitudinale  $E_s$  e il parametro di resistenza non drenata  $c_u$  del terreno. L'errore medio commesso nella previsione di spostamenti in testa e momenti flettenti massimi è compreso tra il  $\pm 50\%$ , con una maggiore dispersione nel

---

caso dei pali *trivellati*. Le previsioni di spostamenti in testa e momenti flettenti massimi sono, quindi, nel complesso, meno soddisfacenti di quelle ottenute nel caso dei terreni incoerenti.

### Capitolo 6

In ultimo sono riportati alcuni esempi di analisi finalizzate alla previsione del comportamento di gruppi di pali in vera grandezza realizzate con il programma di calcolo STHOP.

In tutti i casi gli autori hanno previsto, parallelamente alla prova sul gruppo, la realizzazione di una prova di carico orizzontale su un palo singolo. Tali prove sul palo singolo sono state analizzate con il codice di calcolo nel capitolo 5. I parametri di resistenza e di deformabilità utilizzati, per il terreno e per il palo, in sede di analisi delle prove sul palo singolo sono stati utilizzati, invariati, per nell'analisi della risposta del gruppo di pali. La possibilità di ottenere delle buone previsioni degli andamenti sperimentali osservati è stata affidata all'adozione di opportuni elementi di modellazione quali: 1) una *distanza di estinzione* degli effetti di interazione elastica tra i pali (Reese & Van Impe, 2001); 2) una *rottura a blocco* che riproduca l'*effetto ombra* (Basile, 1999; 2001; 2003); 3) la progressiva riduzione di rigidità flessionale lungo il fusto dei pali all'aumentare delle sollecitazioni flettenti 4) la progressiva evoluzione della condizione di vincolo imposta alla testa dei pali dalla struttura di collegamento all'aumentare del livello di sollecitazione flettente in corrispondenza dell'incastro di testa. Il programma di calcolo riproduce correttamente gli aspetti tipici della risposta dei pali in gruppo.

## 7.2 PROSPETTIVE FUTURE

Alla luce delle conclusioni riportate in precedenza, una eventuale prosecuzione del presente lavoro di Tesi potrebbe prevedere quali obiettivi iniziali:

- 1) una estensione della base dati, in relazione tanto al palo singolo quanto al gruppo di pali;

- 
- 2) la definizione, in terreni coesivi, di un profilo di resistenza unico per pali di piccolo, medio e grande diametro realizzati con tecnologie differenti; tale definizione necessita però della estensione della base di dati di cui al punto 1.
  - 3) una estensione delle capacità del codice di calcolo finalizzata alla modellazione, anche per il gruppo di pali, degli effetti del secondo ordine prodotti dalla presenza dei carichi assiali.

---

# Bibliografia

## BIBLIOGRAFIA

- Aköz, Y., Öntuna, K. A., Sanglamer, A. (1981). *A new approach to the analysis of laterally loaded piles. Proc., 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol. 2, 587–592
- Alizadeh M., Davisson M.T. (1970). *Lateral load tests on piles – Arkansas River project*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96 (5), 1583 – 1604
- Amir J.M., Rutenberg A. (1974). Discussion on *Analysis of piles in soil undergoing lateral movement*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 100 (3), 375 – 376
- API (American Petroleum Institute) (1987). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms*, API Recommended practice 2A, 17<sup>th</sup> ed
- API (American Petroleum Institute) (1993). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms*, API Recommended practice 2A, 20<sup>h</sup> ed.
- Baguelin F., Frank R. (1979). *Theoretical studies of piles using the finite element method*. Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, 83 – 91

- 
- Baguelin F., Frank R., Jezequel J.F. (1989). *Interprétations d'essais de chargement latéral d'un pieu isolé*. 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 2, 1117 – 1118.
- Baguelin F., Jezequel J.F., Meimon Y. (1985). *Chargements latéraux sur un groupe des pieux*. 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 3, 1587 – 1588
- Baguelin F., Jezequel J.F., Shields D.H. (1978). *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans Tech Publications, UK, 617 pp
- Baguelin F., Trezos S.C., Frank R. (1979). *Réaction latérale des pieux: effets de forme et effets tridimensionnels*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 104, 33 – 47
- Baker A.L.L., Amarakone A.M.N. (1965). *Inelastic Hyperstatic Frames Analysis*. Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, SP-12, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Detroit, , pp.85-142
- Balaam N.P., Poulos H.G., Booker J.R. (1975). *Finite element analysis of the effects of the installation on pile load – settlement behaviour*. Geotechnical Engineering, 6 (1), 33 – 48.
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Pasqualini E. (1982). *Design parameters for sands from CPT*. 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 2, 425 – 438
- Banerjee P.K., Davies T.G. (1978). *The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils*. Géotechnique, 28 (3), 309 – 326
- Banerjee P.K. & Driscoll R.M. (1976). *Three – dimensional analysis of raked pile groups*. Proceedings of Institution of Civil Engineers, 61 (2), 653 – 671.
- Barden L. (1962). *Distribution of contact pressure under foundations*. Géotechnique, 12, 181 – 198.
- Barton Y.O. (1982). *Laterally loaded model piles in sand: centrifuge tests and finite element analyses*. Ph.D. Thesis, University of Cambridge
- Basile F. (1999). *Non-linear analysis of pile groups*. Geotechnical Engineering, 137 (2), 105 – 115 .

- 
- Basile F. (2001). *PGROUPN, a novel solution for pile group analysis and design*. Underground Construction 2001, International Symposium & Exhibition, London, 373 – 386
- Basile F. (2003). *Load-transfer method vs. continuum solution in pile group analysis and design*. BGA International Conference on Foundations, Dundee, Scotland, 109 – 117
- Bazant Z.P., Bhat P.D. (1976). *Endochronic theory of inelasticity and failure of concrete*. J. Engrg. Mech. Div., ASCE 102(4),701-722
- Bazant Z.P., Bhat P.D. (1977). *Prediction of hysteresis of reinforced concrete members*. J.Struct.Div.,ASCE,103(1),153-167
- Beeby A.W. (1968). *Short-Term Deformations of Reinforced Concrete Members*. Cement and Concrete Association, Technical Report No. TRA 408, London, March
- Borel S. (2002). *The behavior and design of piled – raft foundations under lateral loading*. 9<sup>th</sup> International Conference on Piling and Deep Foundations, Nice, 235 – 241
- Bouafia A. (1990) *Modélisation de pieux chargés latéralement en centrifugeuse*, These de Doctorat, Université de Nantes
- Bouafia A., Garnier J. (1991). *Experimental Study of P-Y Curves for Piles in Sand*. Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Conference CENTRIFUGE'91. Boulder Colorado, 13-14 June 1991, pp. 261-268
- Bowles J.E.(1996). *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition, McGraw-Hill, pp.154-165
- Bouafia A. & Lachenani A. (2005). *Analysis of p – y curves for single piles from the prebored pressuremeter test*. 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 1955 – 1958
- Brettmann T., Duncan J.M. (1996). *Computer application of CLM lateral load analysis to piles and drilled shafts*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122 (6), 496 – 498
- Brinch – Hansen J. (1961). *The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces*. Geoteknisk Institut, Bulletin No. 12, Copenhagen
- Broms B.B. (1964a). *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90 (2), 27 – 63

- 
- Broms B.B. (1964b). *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90 (3), 123 – 156
- Brown D.A., Morrison C., Reese L.C. (1988). *Lateral load behavior of pile group in sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114 (11), 1261 – 1276
- Brown D.A., Reese L.C. (1985). *Behavior of a large scale pile group subjected to cyclic lateral loading*, Report to Minerals Management Service, US Department of Interior, Reston, Virginia
- Brown D.A., Reese L.C., O'Neill M.W. (1987). *Cyclic lateral loading of a large – scale pile group*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 113 (11), 1326 – 1343
- Brown D.A., Shie C.F. (1990a). *Three dimensional finite element model of laterally loaded piles*. Computers and Geotechnics, 10 (1), 59 – 79
- Brown D.A., Shie C.F. (1990b). *Numerical experiments into group effects on the response of piles to lateral loading*. Computers and Geotechnics, 10 (3), 211 – 230
- Brown D.A., Shie C.F. (1991). *Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile*. Computers and Geotechnics, 12 (2), 149 – 162
- Budhu M., Davies T.G. (1987). *Nonlinear analysis of laterally loaded piles in cohesionless soils*. Canadian Geotechnical Journal, 24 (2), 289 – 296
- Budhu M., Davies T.G. (1988). *Analysis of laterally loaded piles in soft clays*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114 (1), 21 – 39
- Butterfield R., Banerjee P.K. (1971a). *The elastic analysis of compressible piles and pile groups*. Géotechnique, 21 (1), 43 – 60
- Butterfield R., Banerjee P.K. (1971b). *The problem of pile group – pile cap interaction*. Géotechnique, 21 (2), 135 – 142
- Callisto L. (1994). *Experimental observations on two laterally loaded bored piles in clay*. In: *Pile foundations-Experimental investigations, analysis and design, a workshop in Napoli*, pp.349-359
- Caputo V., Viggiani C. (1984). *Pile foundation analysis: a simple approach to nonlinearity effects*. Géotechnique, 36 (2), 169 – 180



- 
- Chai Y.H., Hutchinson T.C. (2002). *Flexural strength and ductility of extended Pile-Shafts*. I: Analitical model. Journal Structural engineering, ASCE, vol. 128, n.5, 595 – 602
- Chai Y.H., Hutchinson T.C. (2002). *Flexural strength and ductility of extended Pile-Shafts*. II: Experimental study. Journal Structural engineering, ASCE, vol. 128, n.5, 586 – 594
- Chow Y.K. (1986). *Analysis of vertically loaded pile groups*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 10 (1), 59 – 72
- Chow Y.K. (1987). *Axial and lateral response of pile groups embedded in nonhomogeneous soils*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 11 (6), 621 – 638
- Collotta T., Formigoni G., Simonetti G. (1989). *Analisi di prove di carico orizzontale su pali di grande diametro strumentati*. XVII Convegno Nazionale di Geotecnica - Taormina 26-28 Aprile 1989
- Committee on Piles Subjected to Earthquake (1965). *Lateral bearing capacity and dynamic behavior of pile foundation*. Architectural Institute of Japan, 1 – 69
- Corley W., Gene (1966). *Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams*. Proceedings, ASCE, V.92, ST5, pp.121-146
- Coutinho R.Q., Horowitz B., Soares F.L. (2005). *Steel pile under lateral loading in a very soft clay deposit*. 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 1971 – 1974
- Cox W.R., Dixon D.A., Murphy B.S. (1984). *Lateral load tests of 5.4 mm diameter piles in very soft clay in side – by – side and in – line groups*. Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM, STP 835, 122 – 139
- Davies T.G., Budhu M. (1986). *Non – linear analysis of laterally loaded piles in heavily overconsolidated clays*. Géotechnique, 36 (4), 527 – 538
- Davies T.G., Banerjee P.K. (1978). *The displacement field due to a point load at the interface of a two layer elastic half – space*. Géotechnique, 28 (1), 43 – 56

- 
- De Beer E. (1977). *Piles subjected to static lateral loads*. 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Speciality Session 10, 1 – 14
- Degny E. (1985). SLIVALIC5 - Notice d'utilisation, Rapport F.A.E.R. 1.05.10.4, L.C.P.C. 1985
- Delves L.M., Mohamed J.L. (1985) *Computational methods for integral equations*. Cambridge University Press. 376 pp.
- De Mello V.F.B. (1971). *The standard penetration test. State of the art*. 4<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juàn, Puerto Rico, 1, 1 – 86
- Dente G., Gullà G. (1983). *Risposta alle azioni orizzontali di un palo immerso in un semispazio alla Gibson*. Rivista Italiana di Geotecnica, 17 (4), 194 – 213
- De Sanctis L. (2000). *Modellazione ed analisi di piastre su pali*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II
- Dou H., Byrne P.M., (1996). *Dynamic Response of Single Piles and Soil-pile Interaction*. Can.Geotech.J., Vol.33, pp.80-96
- Douglas D.J., Davis E.H. (1964). *The movement of buried footings due to moment or horizontal load and the movement of anchor plates*. Géotechnique, 14 (2), 115 – 132
- Dunnavant T.W., (1986). *Experimental and Analytical Investigation of the Behavior of Single Piles in Overconsolidated Clay Subjected Cyclic Lateral Loads*. Ph.D. Dissertation, University of Houston, TX
- El Sharnouby B., Novak M. (1985). *Static and low – frequency response of pile groups*. Canadian Geotechnical Journal, 22 (1), 79 – 94
- El Sharnouby B., Novak M. (1986). *Flexibility coefficients and interaction factors for pile group analysis*. Canadian Geotechnical Journal, 23 (4), 441 – 450
- Evangelista A. (1976). *Pali inclinati isolati e in gruppo immersi in un semispazio elastico*. Rivista Italiana di Geotecnica, 10 (3), 206 – 227
- Evangelista A., Viggiani C. (1976). *Accuracy of numerical solutions for laterally loaded piles in elastic half – space*. 2<sup>nd</sup> International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, 3, 1367 – 1370

- 
- Fahey M., Randolph M.F. (1984). *Effects of disturbance on parameters derived from self – boring pressuremeter tests in sand*. Géotechnique, 34 (1), 81 – 97
- Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F., Elson W.K. (1985). *Piling engineering*. Surrey University Press, Glasgow, 380 pp.
- Focht J.A., Koch K.J. (1973). *Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groups*. 5<sup>th</sup> Offshore Technology Conference, Dallas, 2, 701 – 708
- Franke E. (1988). *Group action between vertical piles under horizontal loads*. 1<sup>st</sup> International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium, 83 – 93
- French C.W., Shulz A.E. (1991). *Minimum available deformation capacity of reinforced concrete beams*. Earthquake resistant concrete structures. Inelastic response design. S.K. Ghosh ed., ACI, Detroit, Michigan, 363-410
- Gabr M.A., Lunne T., Powell J.J. (1994). *P – y analysis of laterally loaded piles in clay using DMT*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120 (5), 816 – 837
- Gibbs H.J., Holtz W.G. (1957). *Research on determining the density of sands by spoon penetration testing*. 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1, 35 – 39
- Gibson R.E. (1967). *Some results concerning displacements and stresses in a non – homogeneous elastic half – space*. Géotechnique, 17 (1), 58 – 67
- Gibson R.E. (1974). *The analytical method in soil mechanics*. 14<sup>th</sup> Rankine Lecture, Géotechnique, 24 (2), 115 – 140
- Giuffrè A., Pinto P.E. (1970). *Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità*. Giornale del genio civile. 108(5) pp.391-408
- Hadjian A.H., Fallgren R.B., Tufenkjian M.R. (1992). *Dynamic soil – pile – structure interaction. The state of practice*. Piles Under Dynamics Loads, Geotechnical Special Publication No. 34, ASCE, 1 – 26
- Hetenyi M. (1946). *Beams on elastic foundations*. University of Michigan Press, Ann Harbor, Michigan

- 
- Hognestad, E. (1951). *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Bulletin n°399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana Usa
- Hoit M.I., Mc Vay M., Hays C., Andrade, P.W.(1996). *Nonlinear pile foundation analysis using Florida-Pier*. J.Bridge Eng.,1(4), 135-142
- Holloway D.M., Moriwaki Y., Stevens J.B., Perez J.Y. (1981). *Response of a pile group to combined axial and lateral loading*. 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 2, 731 – 734
- Horikoshi K., Matsumoto T., Hashizume Y., Watanabe T., Fukuyama H. (2003). *Performance of piled raft foundations subjected to static horizontal loads*. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 3 (2), 37 – 50
- Hoshikuma J., Kawashima K., Nagaya K., Taylor, A. W.(1997). *Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers*. Journal of the Structural Division, ASCE 23(5), pp. 624-633
- Huang A.B., Hsueh C.K., O'Neill M.W., Chern S., Chen C. (2001). *Effects of construction on laterally loaded pile groups*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127 (5), 385 – 397
- Hughes J.M.O., Wroth C.P., Windle D. (1977). *Pressuremeter tests in sand*. Géotechnique, 27 (4), 455 – 477
- Ilyas T., Leung C.F., Chow Y.K., Budi S.S. (2004). *Centrifuge model study of laterally loaded pile groups in clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130 (3), 274 – 283
- Izzuddin B.A., Karayannis C.G., Elnashai A.S. (1994). *Advanced Nonlinear Formulation for Reinforced Concrete Beam-Columns*. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.120, No.10 ,pp.2913-2934
- Jeon K.S., Kim J.H., Kim S.H., Kim M.M. (2000). *Analysis of lateral head movements of CIP piles*. New Technological and Design Developments in Deep Foundations, Geo – Denver 2000, Denver, Colorado, 254 – 268
- Jewell R.A. (1990). *Reinforcement bond capacity*. Géotechnique, 40 (3), 513 – 518

- 
- Jewell R.A., Milligan G.W.E., Sarsby R.W., Dubois D.D. (1984). *Interaction between soil and geogrids*. International Conference on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, London, 18 – 30
- Kaar P.H., Fiorato A.E., Carpenter J.E., Corley, W.G. (1978) *Limiting Strains of Concrete Confined by Rectangular Hoops*. Research and Development Bulletin No.RD053.01D, Portland Cement Association, Skokie, 12pp.
- Kent, D.C. and Park R. (1971). *Flexural members with confined Concrete*. Journal of the Structural Division, ASCE 97(7),pp. 1969-1990
- Kerisel J.L. (1965). *Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundations in clay*. Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Durham, North Carolina, 45 – 51
- Kishida H. (1967). *Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand*. Soils and Foundations, 7 (3), 20 – 29
- Kotthaus M., Jessberger H.L. (1994). *Centrifuge model tests on laterally loaded pile groups*. 13<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 2, 639 – 644
- Krishnan R., Gazetas G., Velez A. (1983). *Static and dynamic lateral deflexion of piles in non – homogeneous soil stratum*. Géotechnique, 33 (3), 307 – 325
- Kulhawy F.H., Chen Y.J. (1995). *A thirty year perspective of Broms' lateral loading models, as applied to drilled shafts*. Bengt B. Broms Symposium on Geotechnical Engineering, Geotechnical Research Centre, Singapore, 225 – 240
- Kulhawy F.H., Mayne P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Research Project 1493-6, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California
- Kuhlemeyer R.L. (1979a). *Static and dynamic laterally loaded floating piles*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105 (2), 289 – 304
- Kuhlemeyer R.L. (1979b). *Bending element for circular beams and piles*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105 (2), 325 – 330

- 
- Kwon, M., and Spacone, E. (2002). *Three Dimensional Finite Element Analyses of Reinforced Concrete Columns*. Computers and Structures, 80, pp.199-212
- Lancellotta R. (1983). *Analisi di affidabilità in ingegneria geotecnica*. Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni n. 625, Politecnico di Torino
- Landi G. (2005). *Pali soggetti a carichi orizzontali: indagini sperimentali e analisi*. Tesi di dottorato. Università degli Studi di Napoli Federico II
- Leung C.F., Chow Y.K. (1987). *Response of pile groups subjected to lateral loads*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 11 (3), 307 – 314
- Lu S.S. (1981). *Design load of bored pile laterally loaded*. 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 2, 767 – 770
- Ma S.H., Bertero V.V., Popov E.P. (1976). *Experimental and analytical studies on the hysteretic behavior of reinforced concrete rectangular and T-beams*. Earthquake Engineering Research Center, Rep. No UCB/EERC 76-2, University of California, Berkeley, Ca.
- Mahar L.J., O'Neill M.W. (1983). *Geotechnical characterization of desiccated clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109 (1), 56 – 71
- Mair R.J., Wood D.M. (1987). *Pressuremeter testing*. Butterworths, London.
- Maiorano R.M.S. (1996). *Comportamento dei pali sotto carichi assiali con particolare riguardo agli effetti dell'installazione*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II
- Maldague J.C. (1965). *Contribution à l'étude des deformations instantanées des poutres en béton armé*. Annales I.T.B.T.P.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., (1984). *Seismic Design of Bridge Piers*. Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. 442pp.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114 No.8. pp.1804-1826

- 
- Mandolini A. (1994). *Cedimenti di fondazioni su pali*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II
- Mandolini A., Russo G., Viggiani C. (2005). *Pile foundations: experimental investigations, analysis and design*. 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 1, 177 – 213
- Mandolini A., Viggiani C. (1992). *Terreni ed opere di fondazione di un viadotto sul fiume Garigliano*. Rivista Italiana di Geotecnica, 26 (2), 95 – 113
- Manoliu I., Botea E., Constantinescu A. (1977). *Behaviour of pile foundations submitted to lateral loads*. 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1, 637 – 640
- Mansur C.I., Hunter A.H. (1970). *Pile tests – Arkansas River project*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96 (5), 1545 – 1582
- Matlock H. (1970). *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*. 2<sup>nd</sup> Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 577 – 594
- Matlock H., Ripperger E.A. (1956). *Measurement of soil pressure on a laterally loaded pile*. Proceedings ASTM, 58, 1245 – 1259
- Mattes N.S., Poulos H.G. (1969). *Settlement of single compressible pile*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 95 (1), 189 – 207
- McVay M., Bloomquist D., Vanderlinde D., Clausen J. (1994). *Centrifuge modeling of laterally loaded pile groups in sand*. Geotechnical Testing Journal, 17 (2), 129 – 137
- McVay M., Casper R., Shang T.I (1995). *Lateral response of three – row groups in loose to dense sands at 3D and 5D pile spacing*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121 (5), 436 – 441
- McVay M., Zhang L., Molnit T., Lai P. (1998). *Centrifuge testing of large laterally loaded pile groups in sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124 (10), 1016 – 1026
- Meimon Y., Baguelin F., Jezequel J.F.(1986). *Pile group behavior under long term lateral monotonic and cyclic loading* .Proc., 3rd Int.Conf.on



- 
- Numerical Methods in Offshore Piling, Inst. Francais Du Petrole, Nantes, France, 286-302
- Meyer B.J. (1979). *Analysis of single piles under lateral loading*. Thesis, University of Texas, Austin
- Meyerhof G.G.(1956). *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils*. J.Soll Mech. Found. Div., Am. Soc. Civ. Eng. 82(SMI),1-19
- Meyerhof G.G. (1995). *Behaviour of pile foundations under special loading conditions*. Canadian Geotechnical Journal, 32 (2), 204 – 222
- Meyerhof G.G., Mathur S.K., Valsangkar A.J. (1981). *Lateral resistance and deflection of rigid walls and piles in layered soils*. Canadian Geotechnical Journal, 18 (2), 159 – 170
- Meyerhof G.G., Sastry V.V.R.N. (1985). *Bearing capacity of rigid piles under eccentric and inclined loads*. Canadian Geotechnical Journal, 22 (3), 267 – 276
- Mezazigh S.(1995) . *Etude expérimentale de Pieux chargés latéralement: proximité d'un Talus et Effet de Groupe*. Thèse de Doctorat, Université de Nantes
- Mezazigh,S.and, Levacher ,D.,1998”*Laterally Loaded Piles in Sand:Slope Effect on p-y Reaction Curves*,”Can.Geotech.J.,Vol. 35,No3,pp.433-441.
- Mokwa R.L. (1999). *Investigation of the resistance of pile caps to lateral loading*. Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia
- Mokwa R.L., Duncan J.M. (2001). *Experimental evaluation of lateral – load resistance of pile caps*. Journal Engineering, ASCE, 127 (2), 185 – of Geotechnical and Geoenvironmental 192
- Mokwa R.L., Duncan J.M. (2003). *Rotational restraint of pile caps during lateral loading*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129 (9), 829 –837
- Motta E. (1994). *Analisi elastoplastica di pali soggetti a forze orizzontali in testa*. Rivista Italiana di Geotecnica, 28 (4), 305 – 315
- Murff J.D., Hamilton J.M. (1993). *P – ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119 (1), 91 –107



- 
- Ng C.W.W., Zhang L., Nip D.C.N. (2001). *Response of laterally loaded large – diameter bored pile groups*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127 (8), 658 – 669
- Nip C.N.( 2000). *Analysis of laterally loaded large-diameter bored piles in Hong Kong*. MPhilos thesis,Hong Kong Univ. of Science and Technology, Hong Kong
- Novak M., El Sharnouby B. (1984). *Evaluation of dynamic experiments on pile group*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110 (6), 738 – 756
- Ochoa M., O'Neill M.W. (1989). *Lateral pile interaction factors in submerged sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115 (3), 359 – 378
- O'Neill M.W., Dunnavant T.W. (1984). *A study of the effects of scale, velocity, and cyclic degradability on laterally loaded single piles in overconsolidated clay*. Report UHCE 84-7, Department of Civil Engineering, University of Houston, Texas
- O'Neill M.W., Gazioglu S.M. (1984). *An evaluation of  $p - y$  relationship in clays*. Report to the American Petroleum Institute, PRAC 81-41-2, University of Houston, Texas
- O'Neill M.W., Hawkins R.A., Audibert J.M.E. (1982). *Installation of pile group in overconsolidated clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 108 (11), 1369 – 1386
- O'Neill M.W., Murchinson J.M. (1983). *An evaluation of  $p - y$  relationship in sands*. Report to the American Petroleum Institute, of Houston, Texas PRAC 81-41-1, University
- O'Neill M.W., Cumaraswamy Vipulanandan, Khaled Hassan (2000). *Modeling of Laterally Loaded ACIP Piles in Overconsolidated Clay*. New Technological and Design Developments in Deep Foundations. Geotechnical Special Publication No. 100. Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000 held in Denver, Colorado, August 5-8
- Park, R., Priestley, M. J. N., Gill W. D. (1982). *Ductility of Square-Confined Concrete Columns*. Journal of the Structural Division, ASCE, 108(4), pp. 929-95

- 
- Park R., Priestley M.J.N., Berrill J.B. (1987). *Seismic performance of steel-encased concrete piles*. Rep. No 87-5, Dept.of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, N.Z.
- Patra N.R., Pise P.J. (2001). *Ultimate lateral resistance of pile groups in sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127 (6), 481 – 487
- Perlo S., Frank R., Degny E., Estephan R. (2005). *Analyse de groupes de micropieux sous charge transversale par une méthode hybride*. 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 2031 – 2034
- Peterson K.T., Rollins K.M. (1996). *Static and dynamic lateral load testing of a full scale pile – group in clay*. Civil Engineering Department, Research Report CEG 96-02, Brigham Young University, Provo, Utah
- Portugal J.C., Sêco e Pinto P.S. (1993). *Analysis and design of piles under lateral loads*. 2<sup>nd</sup> International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium, 309 – 312
- Poulos H.G. (1968). *Analysis of the settlement of pile groups*. Géotechnique, 18 (4), 449 – 471
- Poulos H.G. (1971a). *Behavior of laterally loaded piles: I – single piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97 (5), 711 – 731
- Poulos H.G. (1971b). *Behavior of laterally loaded piles: II – pile groups*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97 (5), 733 – 751
- Poulos H.G. (1972). *Behavior of laterally loaded piles: III – socketed piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98 (4), 341 – 360
- Poulos H.G. (1973a). *Load – deflection prediction for laterally loaded piles*. Australian Geomechanics Journal, 3 (1), 1 – 8
- Poulos H.G. (1973b). *Analysis of piles in soil undergoing lateral movement*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99 (5), 391 – 406

- 
- Poulos H.G. (1975). *Lateral load – deflection prediction for pile groups*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101 (1), 19 – 34
- Poulos H.G. (1979a). *Settlement of single piles in nonhomogeneous soil*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105 (5), 627 – 641
- Poulos H.G. (1979b). *Group factors for pile – deflection estimation*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105 (12), 1489 – 1509
- Poulos H.G. (1982). *Developments in the analysis of static and cyclic lateral response of piles*. 4<sup>th</sup> International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada, 3, 1117 – 1135
- Poulos H.G., Carter J.P., Small J.C. (2001). *Foundations and retaining structures – research and practice*. 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, 4, 2527 – 2606
- Poulos H.G., Davis E.H. (1968). *The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers*. Géotechnique, 18 (3), 351 – 371
- Poulos H.G., Davis E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons, New York, 397 pp.
- Prakash S. (1962). *Behavior of pile groups subjected to lateral load*. Ph.D. Dissertation, University of Illinois, Urbana
- Prasad Y.V.S.N., Chari T.R. (1999). *Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils*. Soils and Foundations, 39 (2), 21 – 29
- Price G., Wardle I.F. (1981). *Horizontal load tests on steel piles in London clay*. 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 2, 803 – 808
- Price G., Wardle I.F. (1987). *Lateral load tests on large diameter bored piles*. Contractor Report 46, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, Crowthorne, England, 45 pp.
- Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. (1996) *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley - Interscience, New York.
- Radogna E.F.(1996). *Tecnica delle costruzioni*. MASSON editoriale ESA, 2<sup>a</sup> edizione, 486 pp.

- 
- Rampello S.(1994). *On Bored Piles In Stiff Clay*. In: *Pile foundations- Experimental investigations, analysis and design, a workshop in Napoli*, pp.349-359
- Randolph M.F. (1980). *Discussion on “The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils”*. *Géotechnique*, 30 (1), 88 – 92
- Randolph M.F. (1981). *The response of flexible piles to lateral loading*. *Géotechnique*, 31 (2), 247 – 259
- Randolph M.F. (1994). *Design methods for pile groups and piled rafts*. 13<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 5, 61 – 82
- Randolph M.F. (1998). *Modelling of offshore foundations. Part 2: anchoring systems*. E.H. Davis Memorial Lecture, Australian Geomechanics, 33 (3), 3 – 16
- Randolph M.F. (2003). *Lateral response of single piles*. Seminar on Analysis and design of pile foundations. Università degli Studi La Sapienza, Roma
- Randolph M.F., Houlsby G.T. (1984). *The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in a cohesive soil*. *Géotechnique*, 34 (4), 613 – 623
- Randolph M.F., Poulos H.G. (1982). *Estimating the flexibility of offshore pile groups*. 2<sup>nd</sup> International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, University of Texas, Austin, 313 – 328
- Randolph M.F., Wroth C.P. (1978). *Analysis of deformation of vertically loaded piles*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104 (12), 1465 – 1488
- Randolph M.F., Wroth C.P. (1979). *An analysis of the vertical deformation of pile groups*. *Géotechnique*, 29 (4), 423 – 439
- Reese L.C., Cox W.R. (1968). *Soil behavior from analysis of tests of uninstrumented piles under lateral loading*. *Performance of Deep Foundations*, ASTM SPT 444, 161 – 176
- Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974). *Analysis of laterally loaded piles in sand*. 6<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2, 473 – 485

- 
- Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1975). *Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay*. 7<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2, 672 – 690
- Reese L.C., Matlock H. (1956). *Nondimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth*. 8<sup>th</sup> Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, University of Texas, Austin
- Reese L.C., Van Impe W.F. (2001). *Single piles and pile groups under lateral loading*. A.A. Balkema, Rotterdam, 463 pp
- Reese L.C., Wang S.T. (1993) LPILE 4.0, Ensoft, Inc., Austin, Tex.
- Reese L.C., Wang S.T., Arrellaga J.A., Hendrix J. (1996). *Computer program GROUP for Windows*. User's Manual, version 4.0, Ensoft Inc., Austin, Texas
- Reese, L.C. (1997) "Analysis of laterally loaded piles in weak rock" J. Geotech Geoenviron. Eng., 123 (11), 1010-1017.
- Reese L.C., Welch R.C. (1975). *Lateral loading of deep foundations in stiff clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101 (7), 633 – 649
- Rehm, G. (1961). *On the fundamentals of steel-concrete bond*. Dutscher Ausschuss für Stahlbeton (138), pp. 1-59
- Remaud D., Garnier J., Frank R. (1998). *Laterally loaded piles in dense sand: group effects*. International Conference Centrifuge 98, Tokyo, 1, 533 – 538
- Robertson P.K., Campanella (1983). *Interpretation of cone penetration tests. Part I: sand*. Canadian Geotechnical Journal, 20 (4), 718 – 733
- Rollins K.M., Lane J.D., Gerber T.M. (2005a). *Measured and computed lateral response of a pile group in sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 131 (1), 103 – 114
- Rollins K.M., Peterson K.T., Weaver T.J. (1998). *Lateral load behavior of full – scale pile group in clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124 (6), 468 – 478
- Rollins K.M., Snyder J.L., Broderick R.D. (2005b). *Static and dynamic lateral response of a 15 pile group*. 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 2035 – 2039

- 
- Rollins K.M., Sparks A. (2002). *Lateral resistance of full – scale pile cap with gravel backfill*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 128 (9), 711 –723
- Rollins K.M., Lane J.D., Gerber T.M.(2005). *Measured and computed lateral response of a pile group in sand*. J. Geotech, Geoenviron. Eng., 131(1),103-114
- Rollins K.M., Olsen K.G., Jensen D.H., Garret B.H., Olsen R.J., Egbert J.J. (2006). *Pile spacing effects on lateral pile group behaviour:Analysis*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 132(10),1272-1283
- Rowe P.W. (1956). *The single pile subject to horizontal force*. Géotechnique, 6 (2), 70 – 85
- Rowe R.K., Poulos H.G. (1979). *A method of predicting the effect of piles on slope behaviour*. 3<sup>rd</sup> International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, 3, 1073 – 1085
- Ruesta P.F., Townsend F.C. (1997). *Evaluation of laterally loaded pile group at Roosevelt Bridge*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123 (12), 1153 – 1161
- Russo G. (1996). *Interazione terreno – struttura per piastre su pali*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II
- Saatcioglou M. (1991). *Deformability of reinforced concrete columns*. Earthquake resistant concrete structures. Inelastic response and design. S.K. Ghosh ed., ACI, Detroit, Michigan, 421-452
- Saenz, L. P. (1964). *Discussion of the paper: equation for the stress-strain curve of concrete*. ACI Structural Journal, 61, 1229-1235
- Sargin, M. (1971). *Stress-strain relationship for concrete and the analysis of structural concrete sections*. SM Study 4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada
- Schickert G., Winkler H. (1977). *Results of tests concerning strength and strain of concrete subjected to multiaxial compressive stresses*. Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton, Heft 277, Berlin, West Germany
- Schmertmann J.H. (1975). *Measurement of in situ shear strength. State – of – the – art report*. ASCE Speciality Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, 2, 57 – 138

- 
- Schmidt H.G. (1981). *Group action of laterally loaded bored piles*. 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 2, 833 – 837
- Schmidt H.G. (1985) *Horizontal load tests on files of large diameter bored piles*. 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 3, 1569 – 1573
- Scott B.D., Park R., Pryestley M.J.N. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. ACI Journal. January-February, 13-27
- Scott V.M. (1995). *Interaction factors for piles in groups subjected to lateral loading*. Thesis, University of Texas, Austin
- Sheick S.A., Uzumeri M. (1979) *Properties of Concrete Confined by Rectangular Ties*. AICAP-CEB SYMPOSIUM on Structural Concrete Under Seismic Actions, Rome, (Published in Comitè Euro International du Beton, Bulletin D'Information No132 , Paris, pp.53-60)
- Sheick S.A., Uzumeri M.(1980). *Strength and Ductility of Confined Concrete Columns*. Proceedings , ASCE, Vol.106 No ST5, pp.1079-1102
- Sherif G., König G. (1975). *Platten und Balken auf nachgiebigem Baugrund*. Springer, Heidelberg, 910 pp.
- Sinha A., Gerstle K.H., Tulin L.G. (1964). *Stress-strain relations for concrete under cyclic loading*. Journal of American Concrete Institute 61(2), pp. 195-211
- Skempton A.W. (1951). *The bearing capacity of clays*. Proceedings, Building Research Congress, Division 1, London
- Skempton A.W. (1986). *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation*. Géotechnique, 36 (3), 425 – 447
- Small J.C., Booker J.R. (1986). *Finite layer analysis of layered elastic materials using a flexibility approach. Part 2 – circular and rectangular loadings*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 23, 959 – 978
- Small J.C., Zhang H.H. (2000). *Piled raft foundations subjected to general loadings*. Booker Memorial Symposium, Sydney, Australia, 431 – 444



- 
- Small J.C., Zhang H.H. (2002). *Behavior of piled raft foundations under lateral and vertical loading*. The International Journal of Geomechanics, 2 (1), 29 – 45
- Sousa Coutinho A.G.F. (2000). *Prediction of the horizontal load – displacement curves of pile groups based on the results of single pile tests*. Canadian Geotechnical Journal, 37 (5), 951 – 962
- Sousa Coutinho A.G.F., Toco Emilio F., Almeida Garrett J.L., Tavares Cardoso E. (2000). *Instrumentation of bored concrete piles for horizontal load tests*. Geotechnical Testing Journal, 23 (3), 327 – 337
- Parks A., Rollins K.M. (1997). *Passive resistance and lateral load capacity of a full – scale fixed – head pile group in clay*. Civil and Environmental Engineering Report CEG.97-04, Brigham Young University, Provo, Utah
- Spillers W.R., Stoll R.D. (1964). *Lateral response of piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90 (6), 1 – 9
- Stevens J.B., Audibert J.M.E. (1979). *Re – examination of p – y curve formulation*. 11<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1, 397 – 403
- Stewart D.P. (1999). *Reduction of undrained lateral pile capacity in clay due to an adjacent slope*. Australian Geomechanics, 34 (4), 17 – 23
- Stewart D.P., Randolph M.F. (1991). *A new site investigation tool for the centrifuge*. International Conference Centrifuge 91, Boulder, Colorado, 531 – 538
- Sullivan W.R., Reese L.C., Fenske C.W. (1980). *Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay*. Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, 135 – 146
- Tassios T.P. (1979). *Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions*. Proc. AICAPCEB Symposium, Rome, CEB, CEB, Bulletin d'Information No. 131, pp. 67-122
- Terzaghi K. (1955). *Evaluation of coefficients of subgrade modulus*. Géotechnique, 5 (4), 297 – 326
- Thorenfeldt E., Tomaszewicz A., Jensen J. J. (1987). *Mechanical Properties of High Strength Concrete and Application in Design*. Proceedings of the



- 
- Symposium *Utilization of High Strength Concrete*, Stavanger, Norway, June, Tapir, Trondheim
- Todeschini C. E., Bianchini A., Kesler C. (1964). *Behavior of Concrete Columns Reinforced with High Strength Steels*. ACI Structural Journal, Proceedings, 61 (6), pp. 701-716
- Terzaghi K., Peck R.B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York, 729 pp.
- Vellenas J., Bertero V.V., Popov E.P. (1977). *Concrete Confined by rectangular Hoops Subjected to Axial Loads*. Report EERC 77/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 114pp.
- Vesic, A.S. (1975). *Principles of pile foundation design*. Soil Mechanics Series No. 38, School of Engineering, Duke University, Durham, NC, 48 pp.
- Vesic A.S. (1977). *Design of pile foundations*. Synthesis of Highway Practice 42, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., 68 pp.
- Viggiani C. (1999). *Fondazioni*. Hevelius Edizioni, Benevento, 2<sup>a</sup> edizione, 565 pp.
- Wang S.T., Reese L.C., (1993). *COM624P-Laterally Loaded Pile Analysis Program for the Microcomputer*. Version3, Publication NoFHWA-SA-91-048, Federal HighwayAdministration.
- Welch R.C., Reese L.C. (1972). *Laterally loaded behavior of drilled shafts*. Research Report 3-5-65-89, Center for Highway Research, University of Texas, Austin
- William K.J., Warnke E.P.(1975). *Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete*. Proc. International Association for Bridge and Structural Engineering, vol.19, 1-30.
- Wilson E.L. (1965). *Structural analysis of axisymmetric solids*. Journal of the American Institute of Aeronautics and Astronautics, 3, 2269 – 2274
- Wilson D. (1998). *Soil –Pile-Superstructure Interaction in Liquefying Sand and Soft Clay*. Ph.D. Dissertation. University of California at Davis
- Woods R.D., Stokoe K.H. (1985). *Shallow seismic exploration in soil dynamics*. Richart Commemorative Lectures, Geotechnical Engineering Division, ASCE, 120 – 156

- 
- Yang K., Liang R., Liu S. (2005). *Analysis and Test of Rock - Socketed Drilled Shafts Under Lateral Loads*. The 40<sup>th</sup> U.S. Symposium on Rock Mechanics for Energy, Mineral and Infrastructure Development in the Northern Regions, CG-ROM, Anchorage, AK 25-29 June 2005.
- Yang K., Liang R. (2005). *Lateral Response of Large Diameter Drilled Shafts in Clay*. Proceeding of Deep Foundations Institute 30th Annual Conference on Deep Foundations, Chicago, IL, pp117-126
- Yang K., Liang R. (2006). *Method for deriving p-y curves from instrumented lateral load tests*. Geotechnical Testing journal Vol. 30 n°1
- Zhang L.M. (2003). *Behaviour of laterally loaded large-section barrettes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(7), 639-648
- Zhang L., Silva F., Grismala R. (2005). *Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 131 (1), 78 – 83

